

VŠB-Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Statické posouzení tunelu Polana na dálnici D3 - Slovenská republika
Static Analysis of the Polana Tunnel on the Highway D3 - Slovak Republic

Student:

Bc. Petr Cága

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D.

Ostrava 2015

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Petr Cága**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: Statické posouzení tunelu Polana na dálnici D3 - Slovenská republika
Static Analysis of the Polana Tunnel on the Highway D3 - Slovak Republic

Zásady pro vypracování:

1. Úvod
2. Zhodnocení inženýrsko-geologických podmínek
3. Výpočet deformací na výrubu a porovnání s výsledky GTM, kalibrace modelu
4. Zhodnocení výsledků a optimalizace postupu
5. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

Exner, K. *Ražení důlních děl*. 1. vyd. Ostrava: Vysoká škola báňská, 1991, 240 s. ISBN 80-707-8077-0.
Klepsatel, F. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. 1. vyd. Bratislava: Jaga group, 2003, 215 s. ISBN 80-889-0543-5.
Bonapace, P. a kol. *NATM - The Austrian Practice of the Conventional Tunnelling*. Graz 2010. ASG Salzburg. ISBN: 978-3-200-01989-8.
Projektová dokumentace stavby, inženýrsko-geologický průzkum
Bezpečnostní předpis a firemní literatura
Odborné časopisy - Tunel

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D.**

Datum zadání: 27.02.2015

Datum odevzdání: 30.11.2015



doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.
vedoucí katedry

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě
27.11. 2015

.....
podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb. o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 27. 11. 2015

Poděkování:

Rád bych na tomto místě poděkoval svému vedoucímu diplomové práce panu Ing. Lukášovi Ďurišovi, Ph.D. za odborné rady, připomínky a pomoc při tvorbě matematického modelu a panu Ing. Ladislavu Teršovi za poskytnutí podkladů a informací potřebných k vytvoření této diplomové práce.

Anotace:

Tato diplomová práce se věnuje dálničnímu tunelu Polana a srovnání výsledků geotechnického monitoringu s prostorovým modelem. Cílem bylo provést zpětnou analýzu skutečného provedení primárního ostění tunelu Polana na matematickém modelu. Pomocí matematického modelování se zkoumalo, zda by se při výstavbě mohly provést určité změny oproti skutečnosti. Zaměřuje se zejména na změny v tloušťce ostění a délce záběru a vyhodnocuje, jaký to bude mít vliv na deformaci výrubu.

Abstract:

This thesis deals with the highway tunnel Polana and it compares the results of geotechnical monitoring to the three-dimensional model. The aim on the work was to make a reverse analysis of the real implementation of the primary lining of the tunnel Polana on a mathematical model. With the help of modelling it was examined whether while constructing some changes could be made compared to the reality. It focuses mainly on the changes in the thickness of lining and the stroke length and evaluates that effect it will have on the deformation of the excavation.

Klíčová slova:

Tunel Polana, Midas, geotechnický monitoring

Key words:

Tunnel Polana, Midas, geotechnical monitoring

Obsah diplomové práce:

Seznam použitého značení:	8
Úvod	10
1. Tunel Polana	11
1.1. Všeobecně	11
1.2. Zhodnocení inženýrsko-geologických podmínek	12
1.2.1. Charakteristika přírodních poměrů	12
1.2.2. Geologická stavba zájmového území	12
1.2.3. Hydrogeologické poměry	18
1.3. Stavebně technické řešení tunelu Polana	20
1.3.1. Prvky vystrojení primárního ostění	20
1.3.2. Ražení podle zásad NRTM	22
1.4. Geotechnický monitoring tunelu Polana	25
2. Výpočet deformací na výrubu a porovnání s výsledky GTM, kalibrace modelu	29
2.1. Popis modelu	29
2.2. Vytvoření modelu v programu GTS NX	29
2.3. Odpovídající GTM	34
2.4. Kalibrace modelu	36
3. Výpočet deformací pro různé délky záběru	41
3.1. Výsledky	41
3.2. Zhodnocení	44
4. Výpočet deformací pro různé tloušťky ostění	45
4.1. Výsledky	45
4.2. Zhodnocení	49
5. Výpočet deformací čelby a dna kaloty	50
5.1. Výsledky	50
5.2. Zhodnocení	51
6. Zhodnocení výsledků a optimalizace postupu	52
7. Závěr	54
Seznam použité literatury	56
Seznam obrázků	57
Seznam tabulek	58
Seznam grafů	59
Přílohy	60

Seznam použitého značení:

Seznam zkratek:

<i>GT</i>	geotechnický typ horninového prostředí
<i>GTM</i>	geotechnický monitoring
<i>KHB</i>	kvazihomogenní blok
<i>LTR</i>	levá tunelová roura
<i>NRTM</i>	nová rakouská tunelovací metoda
<i>NZ VT</i>	vystrojovací třída nouzového zálivu
<i>PTR</i>	pravá tunelová roura
<i>QTS</i>	klasifikační systém kvality horninového masívu – Tesař
<i>RMR</i>	klasifikační systém kvality horninového masívu – Bieniawski
<i>STN</i>	slovenská technická norma
<i>VP</i>	východní portál
<i>VT</i>	vystrojovací třída
<i>ZP</i>	západní portál

Seznam indexů:

$CaCO_3$	uhličitan vápenatý [%]
E	modul pružnosti [MPa]
E_{cm}	střední hodnota modulu pružnosti [GPa]
E_{def}	modul přetvárnosti [MPa]
I_c	číslo konzistence
I_n	jílovce navětralé až zdravé
I_p	číslo plasticity [%]
I_{tp}	jílovce silně zvětralé až rozložené a tektonicky porušené
I_z	jílovce zvětralé
N	nasákavost [%]
P_n	pískovce navětralé až zdravé
P_{tp}	pískovce silně zvětralé až rozložené a tektonicky porušené
P_z	pískovce zvětralé
R_{dt}	únosnost [kPa]
S_r	stupeň nasycení [%]

W_L	mez tekutosti [%]
c	jílová složka [%]
c_{ef}	efektivní soudržnost [kPa]
c_m	soudržnost masívu [kPa]
c_r	reziduální soudržnost [kPa]
c_u	totální soudržnost [kPa]
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku [MPa]
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku - krychelná [MPa]
$f_{ck,cube}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku - válcová [MPa]
f_{cm}	střední hodnota pevnosti betonu v tlaku [MPa]
g	štěrkovitá složka [%]
h	hutnost [%]
k_f	koeficient filtrace [$m.s^{-1}$]
m	prachová složka [%]
n	pórovitost [%]
s	písčítá složka [%]
w_n	přirozená vlhkost [%]
γ	objemová tíha [kN/m^3]
σ_c	pevnost v prostém tlaku [kPa]
σ_{cm}	jednoosá pevnost masívu v tlaku [Mpa]
ν	Poissonovo číslo
ν_m	Poissonovo číslo masívu
ρ_d	suchá objemová hmotnost [$g.cm^{-3}$]
ρ_n	přirozená objemová hmotnost [$g.cm^{-3}$]
ρ_s	měrná hmotnost [$g.cm^{-3}$]
φ_u	totální úhel vnitřního tření [$^\circ$]
φ_{ef}	efektivní úhel vnitřního tření [$^\circ$]
φ_m	úhel vnitřního tření masívu [$^\circ$]
φ_r	reziduální úhel vnitřního tření [$^\circ$]

Úvod

Podzemní inženýrské stavby a jejich výstavba patří mezi nejtěžší, nejnákladnější a z pohledu mnoha lidí i k nejzajímavějším inženýrským dílům. Dokážou překonávat hory i mořské úžiny. Umožňují v hustě zastavěných městských aglomeracích řešit dopravu lidí, vody, splašků a mnoho dalšího. Se vzrůstajícími požadavky na ochranu životního prostředí je také žádoucí vést komunikace v podzemí. Právě budování pod povrchem, kde jsou skutečné podmínky stanoveny geologickým průzkumem jen rámcově, s limitovanou přesností, je velmi složité. Horninové prostředí přitom vykazuje velmi širokou škálu vlastností. Od vodou nasycených nesoudržných zemin a soudržných zemin s různou konzistencí přes poloskalní horniny v různém stádiu zvětrání až po pevné, ucelené skalní masívy. Proto výstavba těchto děl vyžaduje teoretické znalosti, praktické zkušenosti a technickou zdatnost. [1]

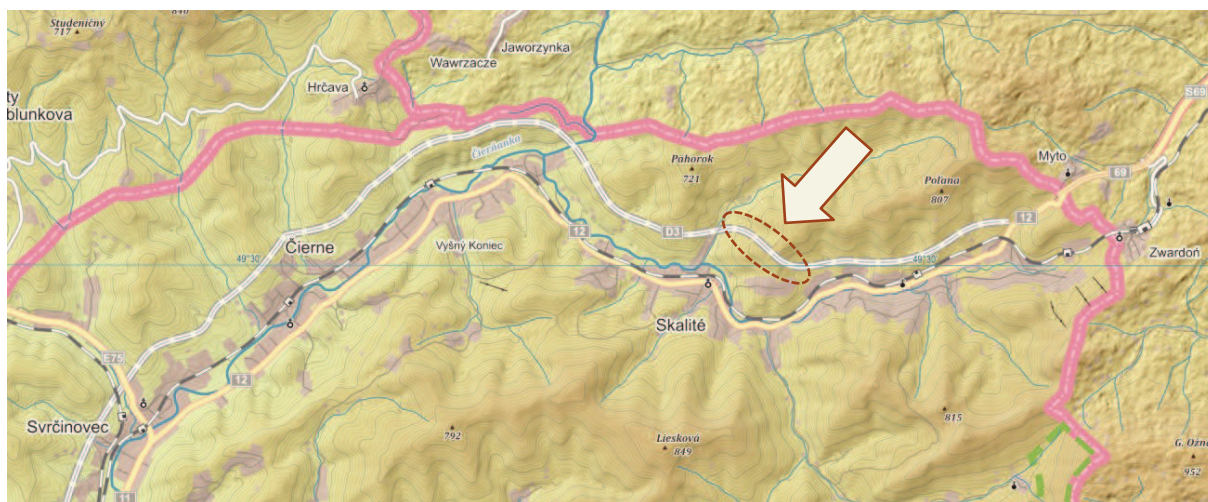
Tato diplomová práce je zaměřená na dálniční tunel Polana, který se nachází na území Slovenské republiky. Zpětně analyzuje skutečné provedení primárního ostění a vyhodnocuje, zda by se při výstavbě mohlo realizovat tenčí ostění nebo razit při delším záběru. Vyhodnocení je provedeno na základě výsledků z matematického modelování a geotechnického monitoringu.

První část práce popisuje dosavadní informace o tunelu od všeobecných informací přes geologii území, stavebně-technické řešení po geotechnický monitoring. Následující část popisuje výpočetní model a jeho úpravy. Zhodnocení výsledků z výpočetního modelu je pak shrnuto v závěrečné části.

1. Tunel Polana

1.1. Všeobecně

Tunel Polana se nachází v severozápadní části Slovenské republiky a je součástí výstavby dálnice D3, která bude součástí VI. Panevropského koridoru Gdaňsk – Katowice – Žilina a také mezinárodní silnice E75 Gdaňsk – Lodž – Žilina – Bratislava – Budapešť – Bělehrad – Atény. Tunel je pak součástí úseku Svrčinovec – Skalité, na kterém je mimo jiné také projektováno 13 dálničních mostů nebo tunel Svrčinovec. [9]



Obr. 1 Mapa situování tunelu Polana na dálnici D3 [8]

Tunel prochází jižním úpatím vrchu Polana. Území před portály i nad trasou tunelu má charakter plnohodnotné půdy, lesů a luk. V okolí tunelu není žádná zástavba. [6]

Orientace trasy tunelu je podle světových stran od západu na východ a podle nich se také označují tunelové portály a roury: [4]

- Západní portál (ZP) – portál na začátku tunelu ve směru staničení.
- Východní portál (VP) – portál na konci tunelu ve směru staničení.
- Jižní, pravá tunelová roura (PTR) – tunelová roura v ose pravého směrového pásu dálnice.
- Severní, levá tunelová roura (LTR) – prozatím je zde vybudována úniková štola a v budoucnu ji má nahradit plnohodnotný tunel (štola směrově i výškově kopíruje osu budoucí levé tunelové roury).

Tunel je navrhován jako dálniční dvoutubusový s obousměrným provozem a návrhovou rychlostí 80 km/h. Stavba tunelu se realizuje na poloviční profil. V pravém jízdním páse už je vybudovaný tunel kategorie 2T – 8,0 podle STN 73 7507 (t. j. tunelová roura s dvěma jízdními pruhy šířky 3,0 metrů a nouzovými chodníky šířky 1,0 metrů po obou stranách). V levém jižním páse je vybudována úniková štola. Celková délka tunelu je 887,8 metrů, ražená část měří 860,6 metru a hloubená část 37,5 metrů. V tunelu jsou navrhována příčná propojení a dva jednostranné nouzové zálivy. Ražení bude probíhat podle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Situace tunelu Polana je uvedena v příloze č. 1 a podélný inženýrskogeologický profil PTR je uveden v příloze č. 2. [6]

1.2. Zhodnocení inženýrsko-geologických podmínek

1.2.1. Charakteristika přírodních poměrů

Na základě geomorfologického členění Slovenska patří hodnocené území do oblasti Západních Karpat, které na území zasahuje geologickým celkem Jablunkovské mezihoří, jehož reliéf byl zformovaný v době čtvrtohor. [3]

Celkový charakter území je ovlivněný různou odolností horninového prostředí vůči relietvorným činitelům. Toto horninové prostředí se vyznačuje převahou hrubých vrstev jílovců s lavicemi jemně až střednězrnných pískovců s glaukonitem. Pro území budované převážně jílovcem jsou charakteristické hladce modelované svahy s táhlými hřbety a pro území tvořené s vyšším podílem pískovcovitých vrstev je význačné vyšší rozčlenění reliéfu. Reliéf území trasy dálnice je výrazně ovlivněn i erozí řeky Čierňanky a zejména jejími pravostrannými přítoky. V důsledku bočních erozí těchto přítoků jsou příčné doliny velmi citlivé na působení sesuvotvorných faktorů. V trase budované dálnice je výrazná část území postižená svahovými deformacemi různé aktivity. [3]

1.2.2. Geologická stavba zájmového území

Tunel Polana protíná jižní úbočí kopce Gazdíkovo grúň (710 m n. m.) masivu Polany nad údolím řeky Čierňanky. Výška překonávané překážky přesahuje více než 82 metrů úrovně trasy dálnice. Masív, který tunel přechází, je charakterizovaný souvrstvím paleogenních hornin zastoupených vrstvami jílovce a pískovce, s převahou jílovcovitých vrstev. [7]

S ohledem na rozdílnou citlivost hornin na exogenní činitele je masív jílovců a pískovců výrazně heterogenní, s rozdílnými hloubkami zvětrání, intenzitou a stupněm rozpadu, rozdílnou velikostí a typem bloků. Masív je porušený systémy průběžných poruchových zón a

zlomů, který byly interpretovány na základě geofyzikálních prací a dokumentace jednotlivých záběrů při realizaci průzkumné štoly. [7]

Na základě výsledků souhrnných dokumentací geologických děl je povrch území souvisle překrytý deluviálním komplexem zemin charakteru jílu, jílovitých a jílovito-kamenitých sutí. Mocnost těchto pokrývkových sedimentů se pohybuje v rozsahu 0,5 až 2,5 metrů. Maximální mocnost nad 2 metry je v zónách svahových deformací a na horninových masívech s výraznějšími tektonickými poruchami. Geotechnické vlastnosti kvarterního komplexu jsou zpracované v tabulce č. 1. [3]

V podloží kvartéru byl zjištěn komplex paleogenních hornin. Maximální ověřená hloubka komplexu těchto hornin byla 80 metrů. Souvrství je budováno střídáním vrstev jílovců, pískovců a jejich přechodných členů. Všeobecně je možno konstatovat, že v celém sledovaném komplexu převládají polohy jílovců nad pískovci. Přiřazené geotechnické vlastnosti jsou uvedeny v tabulce č. 2 a 3. [3]

Z níže uvedených tabulek byly vybrané geotechnické parametry přiřazeny kvazihomogenním úsekům, které podélně člení masiv v ose tunelu na více částí s různými geotechnickými vlastnostmi. Jednotlivým blokům byla přiřazena i hodnota QTS a RMR. Pevnost hornin v prostém tlaku byla určena laboratorně na vzorcích odebraných při ražení průzkumné štoly. Takto zhomogenizovaný horninový masiv je pro jednotlivé tunelové roury charakterizován v tabulce č. 4 a 5. [3]

Tab. 1 Charakteristiky geotechnických vlastností kvartérních zemin [3]

Charakteristika		Symbol [rozměr]	Deluviální sedimenty			
			Jíl deluviální		Sut' kamenito-jílovitá až jílovito-kamenitá	
			Rozsah	Průměr	Rozsah	Průměr
Přirozená vlhkost		w_n [%]	19,6-34,9	25,9	9,7-26,8	18,5
Přirozená objemová hmotnost		ρ_n [g.cm ⁻³]	1,8-5,05	2,0	1,89-2,18	2,0
Suchá objemová vlhkost		ρ_d [g.cm ⁻³]	1,34-1,69	1,54	1,49-1,92	1,65
Měrná hmotnost		ρ_s [g.cm ⁻³]	2,62-2,68	2,65	2,62-2,7	2,66
Pórovitost		n [%]	35,9-49,0	41,9	28,1-43,8	38,0
Stupeň nasycení		S_r [%]	90,4-99,8	96,2	91,2-98,9	93,5
Mez tekutosti		W_L [%]	44-65	53	39-55	45
Číslo plasticity		I_p [%]	22-31	27	19-27	23
Číslo konzistence		I_c	0,86-1,28	1,0	0,84-1,28	1,06
Obsah zrn	$\phi < 0.002$ mm	c [%]	21-37	27	9-23	15
	$0.002 < \phi < 0.06$ mm	m [%]	30-57	44	14-32	22
	$0.06 < \phi < 2$ mm	s [%]	4-11	8	6-27	17
	$\phi > 2$ mm	g [%]	3-45	22	34-62	46
Pevnost v prostém tlaku		σ_c [kPa]	78-102	88	84-101	92
Totální smyková pevnost		ϕ_u [°]	(0-18)	(9)	(≥ 0)	(≥ 0)
		c_u [kPa]	39-51	45	42-50	46
Efektivní smyková pevnost		ϕ_{ef} [°]	(19-27)	(24)	(26-32)	(28)
		c_{ef} [kPa]	(2-25)	(14)	(2-8)	(5)
Reziduální smyková pevnost		ϕ_r [°]	(16-22)	(19)	(22-28)	(24)
		c_r [kPa]	(0)	(0)	(0)	(0)
Modul přetvárnosti		E_{def} [MPa]	(3-5)	(4)	3,65-7,14	5,68
Poissonovo číslo		ν	(0,35-0,42)	(0,40)	(0,30-0,35)	(0,33)
Koeficient filtrace		k_f [m.s ⁻¹]	($1 \cdot 10^{-7}$ - $2 \cdot 10^{-9}$)	($5 \cdot 10^{-8}$)	($2 \cdot 10^{-5}$ - $5 \cdot 10^{-6}$)	($7 \cdot 10^{-6}$)
Únosnost		R_{dt} [kPa]	(80-250)	(100)	(175-300)	(250)
Zatřídění podle STN		STN 73 1001	F6, F8, F7, F2	F8	F2, G5	F2
		STN 73 1001	CI, CH, MH, CG	CH	CG, GC	CG
		STN 72 1002	10-14-11-2	14	2-26	2
		STN 73 3050	3-4	3	4	4

Poznámky:

- hodnoty uváděné v závorkách jsou hodnoty odvozené ze STN, z odborné literatury a ostatních průzkumů,
- únosnost je uvedena orientačně jako tabulková výpočtová únosnost R_{dt} podle STN 73 1001,
- pro soudržné zeminy při $d=0,8-1,5$ m; a pro šterkové zeminy při $d=b=1,0$ m.

Tab. 2 Geotechnické charakteristiky podložných paleogénných hornin – jílovcový komplex

[3]

Charakteristika	Symbol [rozměr]	Jílovcový komplex					
		Jílovce silně zvětřalé až rozložené a tektonicky porušené		Jílovce zvětřalé		Jílovce navětřalé až zdravé	
		ig typ Itp		ig typ Iz		ig typ In	
		Rozsah	Průměr	Rozsah	Průměr	Rozsah	Průměr
Přirozená vlhkost	w_n [%]	2,71-4,31	3,51		3,99	0,89-4,83	3,21
Přirozená objemová hmotnost	ρ_n [g.cm ⁻³]	2,45-2,47	2,46		2,46	2,31-2,56	2,43
Hustota	ρ_s [g.cm ⁻³]	2,67-2,76	2,71		2,78	2,58-2,79	2,74
Pórovitost	n [%]	7,77-11,26	9,51		11,57	7,69-14,79	11,24
Nasákavost	N [%]	3,89-5,06	4,47		4,43	1,18-5,85	4,21
Hutnost	h [%]	88,74-92,23	90,48		88,43	85,21-92,31	88,77
Stupeň nasycení	S_r [%]	86,18-93,75	89,96		84,8	27,86-92,51	67,76
Obsah CaCO ₃	CaCO ₃ [%]	-	-	-	-	-	-
Mez tekutosti	W_L [%]	-	-	-	-	-	-
Číslo plasticity	I_p [%]	-	-	-	-	-	-
Číslo konzistence	I_c	-	-	-	-	-	-
Parametry efektivní smykové pevnosti	ϕ_{ef} [°]	(16-25)	(21)	(23-30)	(28)	(25-34)	(31)
	c_{ef} [kPa]	(10-20)	(15)	(35-100)	(60)	(100-210)	(150)
Pevnost v prostém tlaku - PLT	σ_c [MPa]	1,39-7,36	4,30	4,10-81,21	17,45	-	-
Pevnost v prostém tlaku - LMH	σ_c [MPa]	(0,20-5,00)	(3,0)	12,65-14,26	13,59	(18,00- 32,00)	(25)
Modul přetvárnosti - masiv	E_{def} [MPa]	(11-40)**	(25)**	(45-300)**	(150)**	(150-550)	(350)
Modul přetvárnosti - LMH	E_{def} [MPa]	-	-	-	-	(2900- 3975)	(3400)
Modul pružnosti - LMH	E [MPa]	-	-	-	-	(4200- 6500)	(5200)
Poissonovo číslo	ν	(0,30-0,42)	(0,35)	0,311-0,311	0,311	(0,20-0,31)	(0,25)
Únosnost	R_{dt} [MPa]	(0,20-0,60)	(0,30)	(0,30-0,80)	(0,40)	(0,40-1,60)	(0,80)
	STN 73 1001	R6- R4,S5,F4	R5-R4, S5	R5-R4, G5	R4, G5	R4-R3	R3
Zatřídění podle STN	STN 72 1002	21-5	21	-	-	-	-
	STN 73 3050	4-5	4	4-5	4-5	4-5	5

Poznámky:

- hodnoty uváděné v závorkách jsou hodnoty odvozené ze STN, z odborné literatury a výsledků předcházejících průzkumů v předmětném území,
- únosnost je uvedena orientačně jako tabulková výpočtová únosnost R_{dt} podle STN 73 1001,
- pro soudržné zeminy při $b \leq 3$ m, $d=0,8-1,5$ m; a pro štěrkové zeminy při $d=b=1,0$ m.
- ** hodnoty odvozené z presiometrických zkoušek.

Tab. 3 Geotechnické charakteristiky podložných paleogenních hornin – pískovcový komplex
[3]

Charakteristika	Symbol [rozměr]	Pískovcový komplex					
		Pískovce silně zvětralé až rozložené a tektonicky porušené		Pískovce zvětralé		Pískovce navětralé až zdravé	
		ig typ Ptp		ig typ Pz		ig typ Pn	
		Rozsah	Průměr	Rozsah	Průměr	Rozsah	Průměr
Přírozená vlhkost	w_n [%]	-	-	1,45-3,80	2,45	0,63-3,09	1,57
Přírozená objemová hmotnost	ρ_n [g.cm ⁻³]	-	-	2,46-2,58	2,50	2,45-2,63	2,54
Hustota	ρ_s [g.cm ⁻³]	-	-	2,75-2,79	2,78	2,67-2,79	2,77
Pórovitost	n [%]	-	-	7,79-10,86	9,98	5,84-11,19	8,10
Nasákavost	N [%]	-	-	1,72-4,18	2,92	0,84-5,08	3,37
Hutnost	h [%]	-	-	89,14-92,21	90,01	88,81-94,16	91,89
Stupeň nasycení	S_r [%]	-	-	48,02-88,37	60,45	20,97-67,92	46,73
Parametry efektivní smykové pevnosti	φ_{ef} [°]	(26-32)	(30)	(28-36)	(32)	(30-44)	(40)
	c_{ef} [kPa]	(5-25)	(15)	(20-300)	(150)	(80-550)	(350)
Pevnost v prostém tlaku - PLT	σ_c [MPa]	39,30-64,16	52,54	63,25-84,39	71,91	95,54- 169,92	112,34
Pevnost v prostém tlaku - LMH	σ_c [MPa]	(15,00- 45,00)	(30,00)	(40,00- 65,00)	(50,00)	68,08- 135,34	104,79
Modul přetvárnosti - masiv	E_{def} [MPa]	(250-450)	(300)	(550-800)	(600)	(800-2200)	(1300)
Modul přetvárnosti - LMH	E_{def} [MPa]	-	-	-	-	14532- 24040	19886
Modul pružnosti - LMH	E [MPa]	-	-	-	-	21604- 29492	25636
Poissonovo číslo	ν	(0,25-0,35)	(0,30)	(0,22-0,30)	(0,25)	0,15-0,21	0,17
Únosnost	R_{dt} [MPa]	(0,20-0,60)	(0,40)	(0,40-1,60)	(0,80)	(1,20-4,00)	(2,50)
	STN 73 1001	R6- R4,G5,F2	R5, F2	R4-R3	R3	R2	R2
Zatřídění podle STN	STN 72 1002	2-26	2	-	-	-	-
	STN 73 3050	4-5	4	5	5	5-6	6

Poznámky:

- hodnoty uváděné v závorkách jsou hodnoty odvozené ze STN, z odborné literatury a výsledků předcházejících průzkumů v předmětném území,
- únosnost je uvedena orientačně jako tabulková výpočtová únosnost R_{dt} podle STN 73 1001,
- pro soudržné zeminy při $b \leq 3$ m, $d=0,8-1,5$ m; a pro šterkové zeminy při $d=b=1,0$ m.
- ** hodnoty odvozené z presiometrických zkoušek.

V levé tunelové rouři byl horninový masív rozčleněný na 12 kvazihomogenních bloků (KHB), které celou délku raženého tunelu (849 m) rozdělují na následující úseky: [3]

- KHB 1 - od 32,234 do 32,292 km – délka bloku 58 m
- KHB 2 - od 32,292 do 32,340 km – délka bloku 48 m
- KHB 3 - od 32,340 do 32,400 km – délka bloku 60 m
- KHB 4 - od 32,400 do 32,457 km – délka bloku 57 m
- KHB 5 - od 32,457 do 32,500 km – délka bloku 43 m
- KHB 6 - od 32,500 do 32,559 km – délka bloku 59 m
- KHB 7 - od 32,559 do 32,615 km – délka bloku 56 m
- KHB 8 - od 32,615 do 32,690 km – délka bloku 75 m
- KHB 9 - od 32,690 do 32,771 km – délka bloku 81 m
- KHB 10 - od 32,771 do 32,900 km – délka bloku 129 m
- KHB 11 - od 32,900 do 33,005 km – délka bloku 105 m
- KHB 12 - od 33,005 do 33,084 km – délka bloku 79 m

Tab. 4 Geotechnické charakteristiky horninového masívu levé tunelové roury (LTR) [3]

KHB	QTS (Tesař)	RMR (Bieniawski)	NRTM (ON 737503)	σ_{cm} [MPa]	c_m [kPa]	φ_m [°]	ν_m	E_{def} [MPa]
1	46,5	31	5a	790	30	37	0,15	100-130
2	33,5	24	5a	290	20	26	0,20	40-60
3	49,5	38	4	3780	115	49	0,15	600-650
4	69	41	3	2310	125	39	0,20	400-450
5	43,5	33	4	2360	125	36	0,15	330-380
6	31,5	27	5a	2360	125	36	0,15	330-380
7	50	38	4	2620	180	37	0,15	400-450
8	54	35	4	2620	210	33	0,20	450-500
9	64	40	3	4870	270	41	0,15	780-830
10	58	38	4	1910	160	30	0,20	300-350
11	48,5	38	4	3900	180	42	0,15	600-650
12	38	27	5a	1580	80	34	0,20	230-280

Vysvětlivky:

- σ_{cm} – jednoosá pevnost masívu v tlaku,
- c_m – soudržnost masívu,
- φ_m – úhel vnitřního tření masívu,
- E_{def} – deformační modul masívu,
- ν_m – Poissonovo číslo masívu.

V pravé tunelové rouře byl horninový masív rozčleněný na 10 kvázihomogenních bloků, které celou délku raženého tunelu (872,8 m) rozdělují na následující úseky: [3]

KHB 1 - od 32,214 do 32,267 km – délka bloku 53 m

KHB 2 - od 32,267 do 32,394 km – délka bloku 127 m

KHB 3 - od 32,394 do 32,485 km – délka bloku 91 m

KHB 4 - od 32,485 do 32,529 km – délka bloku 44 m

KHB 5 - od 32,529 do 32,636 km – délka bloku 107 m

KHB 6 - od 32,636 do 32,704 km – délka bloku 68 m

KHB 7 - od 32,704 do 32,800 km – délka bloku 96 m

KHB 8 - od 32,800 do 32,900 km – délka bloku 100 m

KHB 9 - od 32,900 do 33,024 km – délka bloku 124 m

KHB 10 - od 33,024 do 33,087 km – délka bloku 63 m

Tab. 5 Geotechnické charakteristiky horninového masívu pravé tunelové roury (PTR) [3]

KHB	QTS (Tesař)	RMR (Bieniawski)	NRTM (ON 737503)	σ_{cm} [MPa]	c_m [kPa]	ϕ_m [°]	ν_m	E_{def} [MPa]
1	46,5	31	5a	790	30	37	0,15	100-130
2	33,5	24	5a	290	20	26	0,20	40-60
3	43,5	33	4	2360	125	36	0,15	330-380
4	43,5	33	4	2360	125	36	0,15	330-380
5	54	35	4	2650	210	33	0,20	450-500
6	54	35	4	2650	210	33	0,20	450-500
7	58	38	4	1910	160	30	0,20	300-350
8	58	38	4	1910	160	30	0,20	300-350
9	48,5	38	4	3900	180	42	0,15	600-650
10	38	27	5a	1580	80	34	0,20	230-280

Vysvětlivky:

- σ_{cm} – jednoosá pevnost masívu v tlaku,
- c_m – soudržnost masívu,
- ϕ_m – úhel vnitřního tření masívu,
- E_{def} – deformační modul masívu,
- ν_m – Poissonovo číslo masívu.

1.2.3. Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické poměry území ovlivňuje litologické složení hornin, tektonika území, morfologické poměry, klimatické poměry i využití plochy. Na základě hydrogeologické rajonizace Slovenska se na území trasy D3 nacházejí dva hydrogeologické rajóny (rajón paleogénu a rajón kvartéru), které se od sebe liší hydrogeologickými podmínkami. [3]

Podzemní vody paleogénu

Hydraulické vlastnosti flyšového komplexu jsou výrazně anizotropní. Anizotropie vyplývá z vrstevnatého charakteru flyšového souvrství, kdy kolmo na vrstvy je propustnost minimalizovaná. Výjimku tvoří souvrství s vysokým zastoupením pískovců a bez jílovcových převrstvení. Dalším faktorem způsobující anizotropii je způsob uložení vrstevných celků. K lepší propustnosti také přispívá tektonické porušení hornin. [3]

Flyšové souvrství je charakteristické velmi malou puklinovou propustností a velmi malým zvodněním. Podstatná část souvrství, tvořená střídáním jílovců s malým podílem pískovců, je víceméně nepropustná a má charakter hydrogeologického poloizolátoru až izolátoru. Příznivější hydrogeologické poměry jsou ve flyšových souvrstvích s výrazným podílem pískovců, které se vyznačují dobrou puklinovou propustností a převážně dobrým zvodněním. [3]

Litologický charakter flyšových jednotek nevytváří zvlášť příznivé podmínky na větší akumulaci a oběh podzemních vod. Z tohoto hlediska je významnější jen pásmo přípovrchových rozvolněných hornin se zvětralým pláštěm. [3]

Podzemní vody kvartéru

Hydrogeologický význam kvartérních sedimentů závisí zejména na jejím granulometrickém složení. Největší prostorové rozšíření mají na území trasy dálnice D3 deluviální jílovce a kamenito-jilovité až jilovito-kamenité sutiny. Tyto sedimenty se vyznačují velmi malou mezizrnitou propustností, většinou jsou nepropustné. [3]

Z hydrogeologického hlediska jsou významnější sedimenty sesuvného delúvia. Podzemní vody se vztahem k svahovým deformacím jsou povrchového původu a do horninového prostředí se dostávají infiltrací srážkových vod. Polohy schopné zvodnění bývají často směrem po svahu uzavřené nepropustnými vrstvami. Tvorba bezodtokové deprese, která se v čase srážkových anomálií naplnila vodou, způsobila, že během sesouvání vyteče velké množství vody. V různých částech sesuvů se vyskytují prameny s vlastním režimem. Jde zejména o izolované vodonosné horizonty ze statických zásob, které jsou závislé na atmosférických srážkách. Působení podzemní vody představuje jeden z nejvýznamnějších faktorů realizace svahových pohybů. [3]

1.3. Stavebně technické řešení tunelu Polana

Technické řešení tunelové roury je navrženo na životnost minimálně 100 let (sekundární definitivní ostění). PTR a únikové cesty jsou taktéž navrženy tak, aby z hlediska bezpečnosti odpovídaly požadavkům platných předpisů. Celý tunel je projektován na dálniční dopravu, dočasně s jednou tunelovou rourou pro obousměrný provoz, únikovou štolou a trojicí příčných propojek a následně jako tunel s dvojicí tunelových rour, každá pro jeden směr dopravy. [2]

Návrh velikosti a tvaru tunelu vychází z rozměrových parametrů průjezdného profilu definovaných v STN 73 7507 – Projektovanie cestných tunelov. [2]

Délka ražené části tunelu je v ose 860.60 metrů. PTR se budovala dovrchně ze strany západního portálu. Ražení se provedlo horizontálním členěním na kalotu, stupeň a dno resp. protiklenbu. [2]

Stabilita výrubu byla zajištěna vystrojením primárního ostění. Po realizaci primárního ostění a dosažení maximálních rychlostí nárůstu deformací se pokračovalo v profilaci primárního ostění, budování hydroizolačního systému a realizaci definitivní (sekundární) výztuže. Následně se provedla výstavba vnitřního vybavení tunelu jako např. drenážní odvodnění nebo vozovka. [2]

1.3.1. Prvky vystrojení primárního ostění

Prvky vystrojení ostění jsou prostředky pro zajištění stability výrubu a vytvářejí odpor proti zatížení horninovým tlakem přímo na hraně výrubu. Toto zajištění je potřebné k opětovnému vytvoření stability horninového prostředí, které bylo narušeno ražbou. Tyto prostředky jsou pak závislé na geologických podmínkách, metodě ražby atd. a tvoří ve spojení s horninovým masívem vnější klenbu. Podchycení masivu se provádí okamžitě po výrubu, následuje rychlá realizace primárního ostění, tak aby se minimalizovaly závaly, udržela pevnost horniny a vytvořila horninová klenba. Délka nevystrojené části výrubu se musí volit tak, aby nedošlo k nežádoucímu nakypření horninového masívu, ohrožení jiných stavebních děl a hlavně, aby nedošlo k ohrožení pracovníků. [2]

Při realizaci pravé tunelové roury byly použity tyto prvky primárního ostění: stříkaný beton, ocelové výztužné sítě, ocelové oblouky, horninové kotvy a hnaná výztuž. [2]

Stříkaný beton

Navržen je standartní stříkaný beton třídy C25/30 a z hlediska nárůstu pevnosti je navržen mladý beton třídy J2. Velikost kameniva je maximálně 11 mm. Nanášení se realizuje rovnoměrně a nepřerušovaným způsobem po vrstvách tlustých maximálně 15 cm pro stříkání nasucho a pro stříkání namokro maximálně 25 cm. Při větších tloušťkách se nanesení provede vícekrát. Minimální tloušťka je 2 cm. Ještě před nanesením stříkaného betonu je povrch potřebné očistit tlakovým vzduchem respektive tlakovým vzduchem a vodou. [2]

Ocelové výztužné sítě

Výztuž je uložena ve stříkaném betonu a je navržená ze svařených ocelových sítí o průměru výztuže 6 nebo 8 mm a velikosti ok 150x150 mm. Sítě se používají v jedné nebo obou vrstvách, podle příslušné vystrojovací třídy. Třída oceli výztužných sítí je B 500 B. [2]

Ocelové oblouky

Nosníky jsou navrženy na vyztužení kaloty a stupně. Osazují se do vrstvy stříkaného betonu, aby byl zajištěn dokonalý kontakt nosníků s podkladem. Poloha nosníků je kolmo na osu tunelu. [2]

Horninové kotvy

Typ a délka kotev je přizpůsobena pro různé horninové prostředí. Technologicky se při vystrojování primárního ostění používají dva typy kotev. Kotvy maltované (SN) a samozávrtné (IBO). V místech s mírným tektonickým narušením skalní horniny jsou navrženy maltované kotvy délky 4 až 6 metrů. Samozávrtné kotvy se používají v místě poruch nebo silně tektonicky narušených skalních hornin a mají délku 6 metrů. Únosnost je pro maltované kotvy minimálně 250 kN a pro samozávrtné kotvy minimálně 270 kN. [2]

V nestabilních geologických podmínkách je navrženo i kotvení čelby sklolaminátovými kotvami délky 8 metrů. Tyto kotvy mají únosnost 300 kN a jsou dočasné. [2]

Hnaná výztuž

Hnaná výztuž je navržena pro příslušné vystrojovací třídy v místech poruch nebo v místech se silně tektonicky narušenou skálou. Výztuž se osazuje v koruně kaloty vždy před samotným výrubem dalšího záběru. Navržená předháněná výstroj je tvořená ocelovými nebo samozávrtávajícími jehlami. Použité jehly jsou většinou bez cementového tmelu, výjimku

tvoří místa se sytkým materiálem. V těchto místech má cementový tmel stabilizační funkci. Pro ocelové jehly je použita betonářská výztuž o průměru 25 mm a délky 3 a 4 metrů a samozávrtné jehly R51L jsou délky 9 metrů. [2]

1.3.2. Ražení podle zásad NRTM

Rozpojování horniny je cyklické podle zásad NRTM a hned po vyražení výrubu se instalují všechny prvky primárního ostění podle dopředu dohodnuté vystrojovací třídy. Cyklické ražení se skládá z cyklů, které se neustále opakují. První cyklus je jištění čela před výrubem (předháněná výstroj: jehly, pažnice, injektování apod.) následuje samotný výrub (rozpojení trhavinami, nebo mechanicky) a nakonec zajištění výrubu primárním ostěním. Mezi jednotlivými cykly se může provádět doplňková činnost jako je prodloužení ventilace, elektrické energie, tlakové vody, rampy pro transport rubaniny a jiné. Před začátkem ražení je potřebné u portálu vybudovat ochranný deštník. [2]

Postup ražby pravé tunelové roury (PTR)

Ražba tunelu je provedena dovrchně směrem od západního k východnímu portálu. Profil díla je horizontálně členěný na kalotu, stupeň a dno, respektive spodní klenbu. Každá z těchto částí je vyražena a zajištěna samostatně. S dostatečným odstupem (minimálně 25 metrů od uzavřeného prstence ostění a deformace už musí být ustálené) od čelby se dodatečně realizovaly výklenky pro CV, sdružené výklenky a zárodky pro příčné propojení. Spodní klenba ze stříkaného betonu byla chráněna před poškozením dostatečnou vrstvou vhodného materiálu. [2]

Vystrojovací třídy

Pro zabezpečení výrubu byly použity vystrojovací třídy podle TP 06-1/2006 a to VT 4, 5.1, 5.2, 6.1, 6.2, 6.3, 7.1, 7.2 a 7.3 a pro nouzové zálivy NZ VT 5.1, 5.2, 6.1, 6.2 a 7.1. Schémata vystrojovacích tříd s hlavními rozměry jsou znázorněna v tabulce č. 6. [2]

Vystrojovací třídy 4, 5.1 a 5.2

Tyto třídy jsou navrženy bez spodní klenby. U tříd 5.1 a 5.2 je možno vytvořit ochranu dna v případě rychle degradujících hornin. Vystrojení je ze stříkaného betonu, systematického kotvení a jehlování. Použití těchto tříd je pro nejpříznivější geologie hlavně v KHB 5, 6 a 9 (podmíněně v KHB 3, 4 a 10). [6]

Vystrojovací třídy 6.1, 6.2

V těchto třídách je navržena spodní klenba. Vystrojení zůstává ze stříkaného betonu, systematického kotvení a jehlování. Použití je v místech s méně příznivou geologií, a to víceméně ve všech KHB (kromě 2). [6]

Vystrojovací třída 6.3

Tato třída byla navržena dodatečně. Jedná se o třídu se spodní klenbou, vystrojení je ze stříkaného betonu, systematického kotvení a jehlování. Zabezpečení čelby je provedeno pomocí sklolaminátových kotev případně postupným otvíráním kaloty a při velkých deformacích lze dočasně vystrojit i dno kaloty stříkaným betonem.

Vystrojovací třída 7.1, 7.2 a 7.3

Tyto třídy jsou navrženy se spodní klenbou. Vystrojení zůstává ze stříkaného betonu, systematického kotvení, jehlování a zabezpečení stability čelby sklolaminátovými kotvami případně postupných otvíráním kaloty. Třída 7.3 je navržena jen pro úvodní úsek ražby, který je pod ochranou mikropilotového deštníku. Použití těchto tříd se předpokládá v místech s nejnepříznivějšími geologickými podmínkami, tzn. pískovce a jílovce zvětralé až rozložené nebo tektonicky porušené. Využití těchto tříd je v celém raženém úseku tunelu. [6]

Vystrojovací třídy mají následující profily: [6]

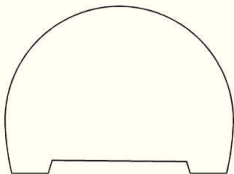
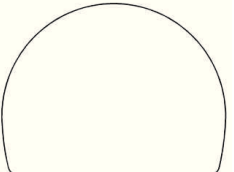
VT 4, 5.1, 5.2 – profil bez spodní klenby (cca 83 resp. 90 m²)

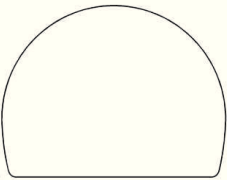
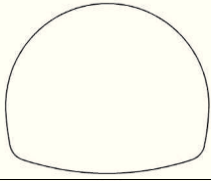
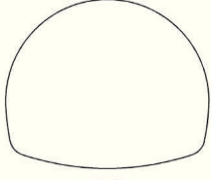
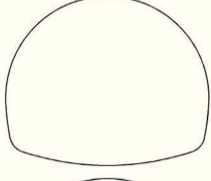
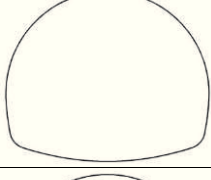
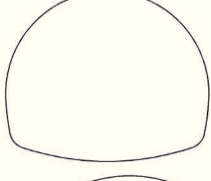
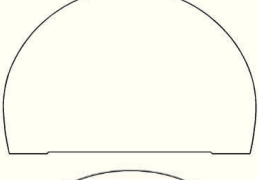
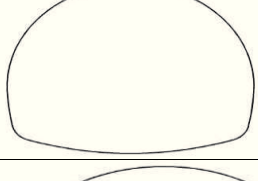
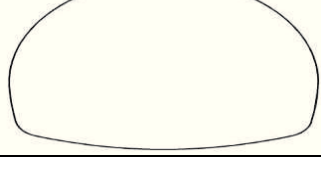
VT 6.1 – 7.3 – profil se spodní klenbou (cca 99 až 105 m²)

NZ VT 5.1 – profil bez spodní klenby (cca 118 m²)

NZ VT 5.2 – 7.1 – profil se spodní klenbou (cca 142 až 149 m²)

Tab. 6 Schéma vystrojovacích tříd [6]

Typ profilu	Schéma	Hlavní rozměry
Vystrojovací třída 4		Šířka: 11,9 m Výška: 7,8 m Tloušťka ostění (min.): 170 mm Spodní klenba: ne
Vystrojovací třída 5.1		Šířka: 12,0 m Výška: 10,0 m Tloušťka ostění (min.): 170 mm Spodní klenba: ochrana dna

Vystrojovací třída 5.2		Šířka: 12,0 m Výška: 10,0 m Tloušťka ostění (min.): 200 mm Spodní klenba: ochrana dna
Vystrojovací třída 6.1		Šířka: 12,2 m Výška: 10,1 m Tloušťka ostění (min.): 250 mm Spodní klenba: 200 mm
Vystrojovací třída 6.2		Šířka: 12,2 m Výška: 10,1 m Tloušťka ostění (min.): 250 mm Spodní klenba: 200 mm
Vystrojovací třída 6.3		Šířka: 12,2 m Výška: 10,1 m Tloušťka ostění (min.): 300 mm Spodní klenba: 250 mm
Vystrojovací třída 7.1		Šířka: 12,4 m Výška: 10,2 m Tloušťka ostění (min.): 300 mm Spodní klenba: 250 mm
Vystrojovací třída 7.2		Šířka: 12,4 m Výška: 10,2 m Tloušťka ostění (min.): 300 mm Spodní klenba: 250 mm
Nouzový záliv Vystrojovací třída 5.1		Šířka: 14,9 m Výška: 9,7 m Tloušťka ostění (min.): 170 mm Spodní klenba: ne
Nouzový záliv Vystrojovací třída 6.1		Šířka: 15,0 m Výška: 11,8 m Tloušťka ostění (min.): 250 mm Spodní klenba: 200 mm
Nouzový záliv Vystrojovací třída 7.1		Šířka: 15,2 m Výška: 12,0 m Tloušťka ostění (min.): 300 mm Spodní klenba: 250 mm

1.4. Geotechnický monitoring tunelu Polana

Účelem geotechnického monitoringu (GTM) je poskytnutí dostatku průběžných informací o reakcích horninového masívu na způsob ražení a to tak, aby výstavba mohla být realizována co nejúsporněji, bezpečně a při dodržení všech technicko-kvalitativních a časových požadavků investora a aby v případě potřeby mohla být přijata účinná opatření k zamezení negativních vlivů stavební činnosti na okolní zástavbu. [5]

V rámci celého geotechnického monitoringu se na tunelu Polana realizovalo mnoho měření jednotlivých částí. U portálových stěn se provádělo geologické a hydrogeologické sledování při výstavbě, polohové měření posunu stěn, inklinometrická měření, měření hladiny podzemní vody ve vrtech a měření deformací posuvným deformometrem. V jižní a severní (úniková štola) tunelové rouře se vykonávalo geologické a hydrogeologické sledování při výstavbě, konvergenční měření a měření tlakovými krabicemi. V jižní rouře se ještě navíc prováděla nivelační měření. U příčných propojení se taktéž realizovalo geologické a hydrogeologické sledování při výstavbě a konvergenční měření. Na celé stavbě tunelu se prováděla seismická měření jako kontinuální seismický monitoring.

Pro vyhodnocení deformací na výruby byly nejdůležitější hodnoty konvergenčních měření. V těchto měřeních byly sledovány posuny stabilizovaných bodů na primárním ostění tunelové roury. Určované byly absolutní polohové změny konvergenčních bodů v trojrozměrných souřadnicích. V tunelové rouře bylo osazeno 41 konvergenčních profilů a byly od sebe vzdáleny 10 až 40 metrů. Maximální předpokládaná velikost konvergencí ve vystrojovací třídě VT 7.3 a 7.2 byla 100 mm, VT 6.3 byla 60 mm, VT 6.2 a 6.1 byla 50 mm a ve VT 5.2 byla 30 mm. [4]

Tab. 7 Ukázka konvergencí v PTR [4]

Č. profilu	Staničení [TM]	VT	Max. sedání [mm]	Max. příčné [mm]*	Max vektor [mm]	Stav	Varovný stav	Stav ražení
JMP - 17	377,7	6.1	28,2	6,6	28,0	Mírný nárůst	Stav přípustných změn	Lavice
JMP - 18	397,7	6.1	20,0	6,1	21,0	1,4 mm/ 14 dní	Stav přípustných změn	Lavice
JMP - 19	417,7	6.3	22,4	14,7	26,0	3,0 mm/ 14 dní	Stav přípustných změn	Lavice
JMP - 20	438,9	6.3	25,3	14,7	29,0	7,0 mm/ 16 dní	Stav přípustných změn	Lavice

* Pohled ve směru staničení: + pohyb doprava

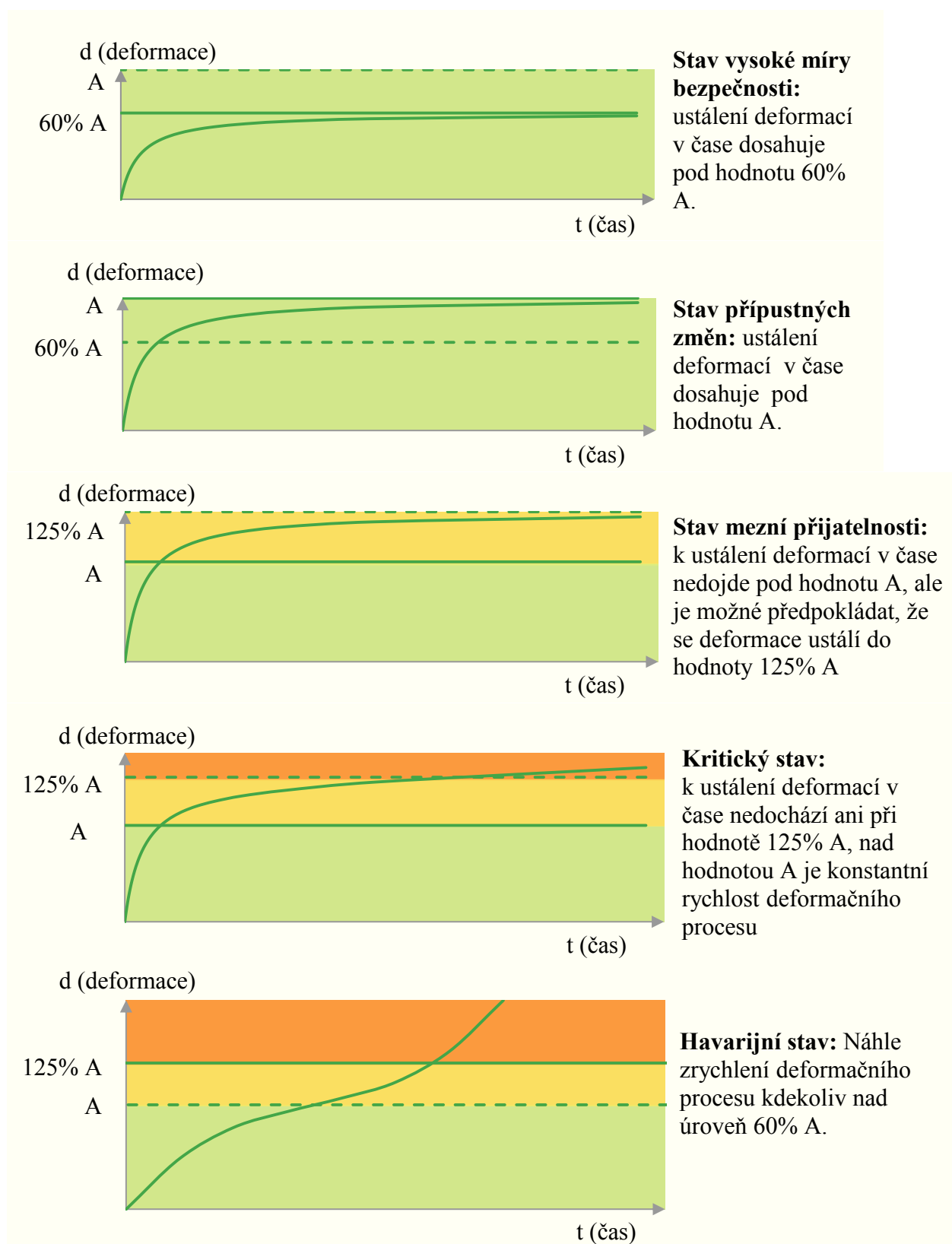
Varovné stavy

Pro potřeby vyhodnocení geotechnického monitoringu vymezil projektant deformačně-napěťové chování podzemní konstrukce a okolní horniny tzv. varovné stavy. Varovný stav v deformačním chování ostění tunelu a okolního prostředí je taková kvalitativní změna v jejím dosavadním chování, která vede k nutnosti přijetí určitých opatření. Tato opatření vyplývají z principu observační metody a slouží k zachování deformačně-napěťového chování konstrukce v předpokládaných mezích. [4]

Kritérium pro posouzení, zda nastal, či nenastal varovný stav, jsou dopředu stanovené hodnoty sledovaného parametru charakterizující chování konstrukce nebo horninového masívu. [4]

Tab. 8 Varovné stavy a jejich charakteristika [4]

Stupeň varovného stavu	Cíl monitoringu	Popis projevů chování horninového masívu a tunelového ostění	Kritéria varovných stavů	Opatření			Kompetence
				Měření	Organizační	Technologické	
Stav vysoké míry bezpečnosti	Omezení ekonomické náročnosti práce a udržení hodnot	Pokoj, stabilní čelba	pod 60% A	V nejnižším rozsahu	Žádné	Možnost omezení zvláštních technologických opatření z projektu	
Stav přípustných změn	Porovnání předpokladu projektu se skutečností	Deformace odpovídají projektu, stabilní čelba	Nad 60% A	Podle projektu	Žádné	Podle projektu: menší úpravy projektu	Návrh dodavatele: odsouhlasení z hlediska kvality a financování investora
Stav mezní přijatelnosti	Zamezení chování masívu vynucující si mimořádné opatření	Deformace doposud odpovídají projektu s rizikem vývoje ke kritickému stavu, čelba doposud stabilní	A	Zvýšená početnost měření, nové druhy měření	Zkrácení času pro rozhodování	Technologická opatření z projektu, vícepráce v minimálním rozsahu	Návrh dodavatele: odsouhlasení z hlediska kvality a financování investora
Kritický stav	Zamezení vzniku havarijní situace	Limitní deformace s rizikem vývoje k havarijnímu stavu, vypadávání bloků z čelby, vznik trhlin v ostění	125% A	Ještě větší početnost měření, nové druhy měření	Zkrácení času pro rozhodování	Technologická opatření projektu pro daný úsek neuvažované, víc práce ve větším rozsahu	Návrh dodavatele: odsouhlasení z hlediska kvality a financování investora
Havarijní stav	Minimalizování škod, ochrana životů	Mimořádná situace, destrukce čelby	Výrazné zrychlení deformací směřující ke ztrátě stability	Ve smyslu schválení havarijního plánu			Stavba, BÚ



Obr. 2 Grafické znázornění varovných stavů [4]

2. Výpočet deformací na výrubu a porovnání s výsledky GTM, kalibrace modelu

2.1. Popis modelu

Cílem práce bylo vyhodnotit vliv změny tloušťky ostění a změny záběru na deformacích výrubu. Z tohoto podnětu se na vytvořeném prostorovém modelu prováděly příslušné úpravy. V jednom případě se zmenšovala tloušťka ostění a v druhém zvětšovala délka záběru. A právě kvůli zohlednění měnící se délky záběru byl vybrán software Midas NX, který umožňuje 3D modelování.

Vytvoření celého modelu tunelu by bylo časově a hardwarově velice náročné, proto se v rámci této diplomové práce přistoupilo k namodelování jen určité části tunelu. Vybrán byl úsek v pravé (jižní) tunelové troubě s největším nadložím. Tento úsek je charakterizován KHB 6 a vystrojovací třídou VT 6,3 (viz příloha č. 4). V modelu je také zohledněna úniková štola, která se nachází na levé straně z pohledu od západního portálu. V rámci zjednodušení se přistoupilo k vytvoření primárního ostění tvořeného jenom ze stříkaného betonu.

Vytvořený model byl na základě výsledků z GTM kalibrován, tak aby jeho deformace odpovídaly skutečným deformacím.

Posouzení úprav v modelu (ztenčení ostění, zdelšení záběru) bylo provedeno pomocí tzv. varovných stavů. Hodnotilo se, zda deformace překročí určitý varovný stav a pokud ano, co to znamená. Kritéria pro varovné stavy jsou uvedena v tabulce č. 8.

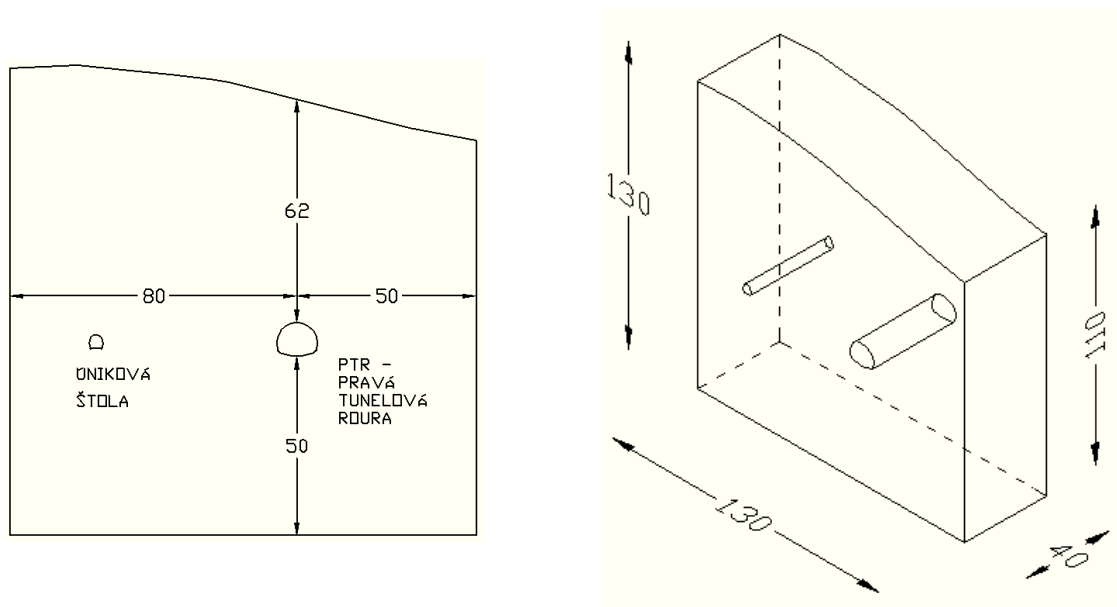
2.2. Vytvoření modelu v programu GTS NX

Jak už bylo výše zmíněno, pro výpočet deformací a nasimulování skutečného chování tunelu bylo využito trojrozměrného programu GTS NX od společnosti Midas. Jedná se o kompletní sadu programů založenou na metodě konečných prvků, které umožňují řešit celou řadu nejenom geotechnických konstrukcí. [10]

Geometrie modelu

Geometrie modelu je vytvořena z příčného profilu číslo 6-6' (viz příloha č. 3), který je pro posuzované místo a geologii charakteristický. 3D model je vytvořen protažením příčného profilu na délku 40 metrů. Velikost modelu byla zvolena tak, aby nedocházelo k ovlivnění

výpočtu okrajovými podmínkami. Avšak rozměry nejsou moc velké, aby se zbytečně neprodložovala doba výpočtu. Rozměry modelu jsou znázorněny na obrázku č. 3.



Obr. 3 Geometrie modelu (rozměry v metrech)

Okrajové podmínky

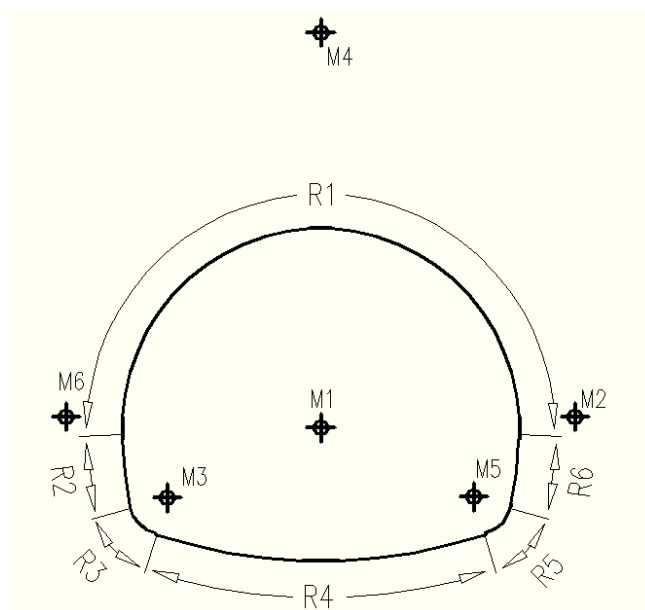
Okrajové podmínky modelu odpovídají tzv. tuhé vaně. Na spodní hranici je pohyb omezen ve směru vodorovném i svislém. Po obvodu modelu jsou posuny omezeny ve směru vodorovném. Horní hranice modelu není okrajovými podmínkami ovlivněna.

Geometrie tunelu

Geometrie tunelu byla převzata z projektové dokumentace pro vstrojovací třídu 6. Definice geometrie je znázorněna v tabulce č. 9. a na obrázku č. 4.

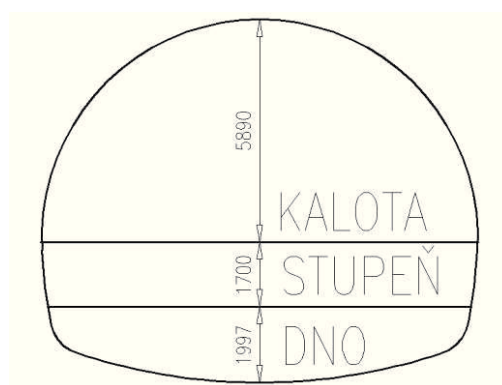
Tab. 9 Definice geometrie [2]

Číslo bodu	Číslo poloměru	Poloměr [mm]	X [mm]	Y [mm]	Počáteční úhel [°]	Koncový úhel [°]	
M1	R1	5750	0	1340	92,5460	267,4540	
M2	R2	13100	7343	1666	92,5460	101,3503	
M3	R3	1050	-4472	-708	101,3503	161,6452	
M4	R4	15250	0	12773	161,6452	198,3548	
M5	R5	1050	4472	-705	198,3548	258,6497	
M6	R6	13100	-7343	1666	258,6497	267,4540	



Obr. 4 Geometrie primárního ostění

Tunel je rozčleněn v horizontálním směru na kalotu, stupeň a dno. V rámci zjednodušení se přistoupilo k rovnému dnu kaloty a stupně, kde ve skutečnosti je povrch v místě ostění mírně profilovaný. Rozčlenění je znázorněno na obrázku č. 5.



Obr. 5 Rozčlenění výrubu

Horninové prostředí

Vybraný úsek prochází kvazihomogenním blokem číslo 6. Pro tento blok je charakteristická převaha tence deskových až laminátovaných jílovců, lokálně i pískovcových jílovců nad polohami deskovitých až tence deskovitých pískovců. Zóna zvětrání zasahuje nad úroveň nivelety tunelu. V profilu ražby budou dominovat převážně navětralé typy hornin. Pro tuto oblast byly na základě inženýrsko-geologických průzkumů přiřazeny geotechnické parametry, které odpovídají geotechnickému typu prostředí GT IV. Všechny geotechnické typy jsou

uvedeny v tabulce č. 10. Kompletní hodnoty geotechnických parametrů jsou pak uvedeny v kapitole 1.2.2. Ukázka čelby v tomto horninovém prostředí je na obrázku č. 6. [3]



Obr. 6 Ukázka výrubu (TM 529,9) charakteristického pro kvazihomogenní blok 6, lze vidět zvrásněné vrstvy jílovců [5]

Tunel je po celou dobu výstavby oddrénovaný, proto se ve výpočtu nepočítá s tlakem podzemní vody na ostění.[6]

Materiálový model určený pro horninu je Mohr-Coloumb. Jedná se o pružně – ideálně plastický model, který pro výpočet vyžaduje 5 vstupních charakteristik prostředí (modul pružnosti, Poissonovo číslo, soudržnost, úhel vnitřního tření a úhel dilatance).

Tab. 10 Geotechnické charakteristiky [6]

Charakteristiky	Geotechnický typ						
	GT I (KHB 1)	GT II (KHB 2)	GT III (KHB 3, 4)	GT IV (KHB 5, 6)	GT V (KHB 7, 8)	GT VI (KHB 9)	GT VII (KHB 10)
RQD	25 – 50	5 - 25	25 - 50	25 - 50	25 - 50	25 - 50	5 – 25
RMR	31	24	33	35	38	38	27
E_{def} [Mpa]	115	60	355	475	325	625	255
ν [-]	0,15	0,2	0,15	0,2	0,2	0,15	0,2
γ [kN/m ³]	23,5	23	24	24	24	24	23,5
ϕ [°]	37	26	6	33	30	42	34
c [kN/m ³]	30	20	125	210	160	180	80
σ_c [MPa]	0,79	0,29	2,36	2,65	1,91	3,9	1,58

Stříkaný beton

V modelované oblasti je vyhotovena vystrojovací třída VT 6.3. Jak už bylo výše zmíněno, v rámci zjednodušení je ostění tvořeno jenom ze stříkaného betonu. Tloušťka ostění je pro kalotu a stupeň stejná, a to 30 cm, pro dno je snížena o 5 cm a má tedy 25 cm. Stříkaný beton v únikové štolě je z materiálového hlediska totožný s betonem použitým v PTR a jeho tloušťka činí 14 cm. Materiálové charakteristiky stříkaného betonu jsou znázorněny v tabulce č. 11.

Pro ostění je určený pružný (elastický) materiálový model. Jde o lineárně pružný model, kdy napětí je přímo úměrné poměrnému přetvoření. Model vyžaduje 2 vstupní charakteristiky, Poissonovo číslo a modul pružnosti.

Tab. 11 Materiálové vlastností betonu [6]

Vlastnost	Stříkaný beton C25/30
$f_{ck} / f_{ck,cube}$ [MPa]	25/30
f_{cm} / f_{cd} [MPa]	33/16,6
γ [kN/m ³]	25
E_{cm} [GPa]	15
ν [-]	0,2

Postup výstavby a model

Modely jsou nejprve namodelovány jako samostatné horninové prostředí bez jakékoliv konstrukce, kde je rovnovážný stav (deformace = 0). Následuje vyrazení výrubu únikové štoly, kdy dochází k uvolňování napětí. Následuje vystrojení díla a po uvolnění napětí nastává nový rovnovážný stav. Po vyrazení a zajištění únikové štoly dochází k ražbě hlavního tunelu, tedy pravé tunelové roury. Ražba je rozčleněna na ražby dílčích výrubů. Nejprve je ražena kalota se záběrem 1 metr, následuje stupeň se záběrem 2 metry a naposled je vyraženo dno se záběrem 5 metrů. Podmínkou je, že odstup ražby kaloty a stupně nepřesáhne 30 metrů a odstup stupně od dna 15 metrů. Model je dlouhý 40 metrů, takže ražby jednotlivých výrubů se navzájem střídají. Při jednom kroku dochází k vyrazení jednoho dílčího výrubu a zajištění výrubu předešlého. Po zajištění posledního výrubu dochází k uvolnění zbylého napětí a nastává nový rovnovážný stav. Tunel je hotový a na jeho ostění působí tlak rozvolněné horniny. Postup ražby je znázorněn v tabulce č. 12.

Tab. 12 Postup výstavby v programu GTS NX

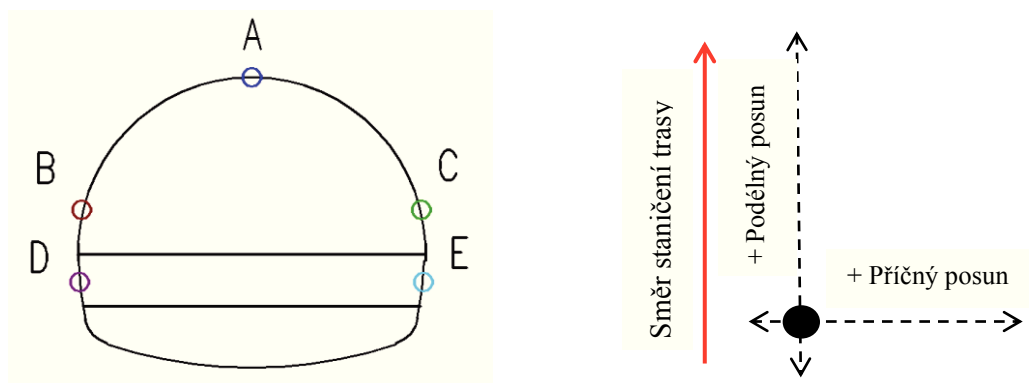
Číslo fáze	Úkon	Délka zabírky [m]	Délka raženého úseku [m]	Celková délka [m]
1.	Iniciační fáze	-	-	-
2.	Ražba únikové štoly	40	40	40
3.	Vystrojení únikové štoly	40	40	40
4. – 24.	Ražba a vystrojení KALOTY	1	20	20
25. – 30.	Ražba a vystrojení STUPNĚ	2	10	10
31. – 32.	Ražba a vystrojení DNA	5	5	5
33. – 53.	Ražba a vystrojení KALOTY	1	20	40
54. – 59.	Ražba a vystrojení STUPNĚ	2	10	20
60. – 62.	Ražba a vystrojení DNA	5	10	15
63. – 68.	Ražba a vystrojení STUPNĚ	2	10	30
69. – 71.	Ražba a vystrojení DNA	5	10	25
72. – 77.	Ražba a vystrojení STUPNĚ	2	10	40
78. – 81.	Ražba a vystrojení DNA	5	15	40

Výsledky z jednotlivých modelů byly prezentovány ze středové části, a to kvůli nejmenšímu ovlivnění okrajovými podmínkami. Ve výsledných grafech pak 0 fáze odpovídá fázi 33 (body A, B, C) a fázi 63 (body D, E) z výše uvedené tabulky.

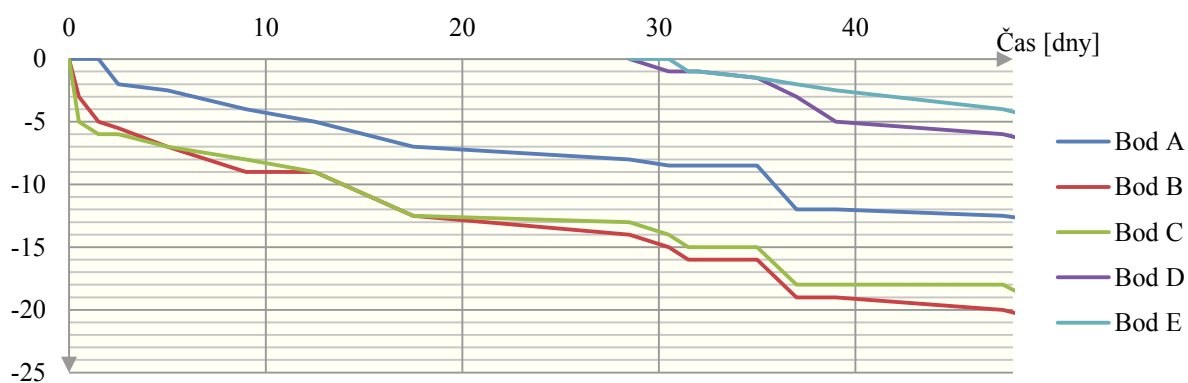
2.3. Odpovídající GTM

Posuzovanému místu odpovídá konvergenční profil JMP 19 na staničení tunelu 32 638,2 m. Hodnoty z tohoto konvergenčního profilu slouží k úpravě dosavadního modelu, tzn., že deformace v modelu by měly odpovídat deformacím v monitoringu. Výsledky z konvergenčního profilu JMP 19 jsou znázorněny v grafech č. 1, 2 a 3 a v tabulce č. 13.

Měření v konvergenčním profilu bylo provedeno v pěti měřičských bodech. 3 body byly na obvodu kaloty (1 na vrchu kaloty, 2 na bocích) a 2 na bocích stupně. Umístění bodu a kladný směr deformací je znázorněn na obrázku č. 7.

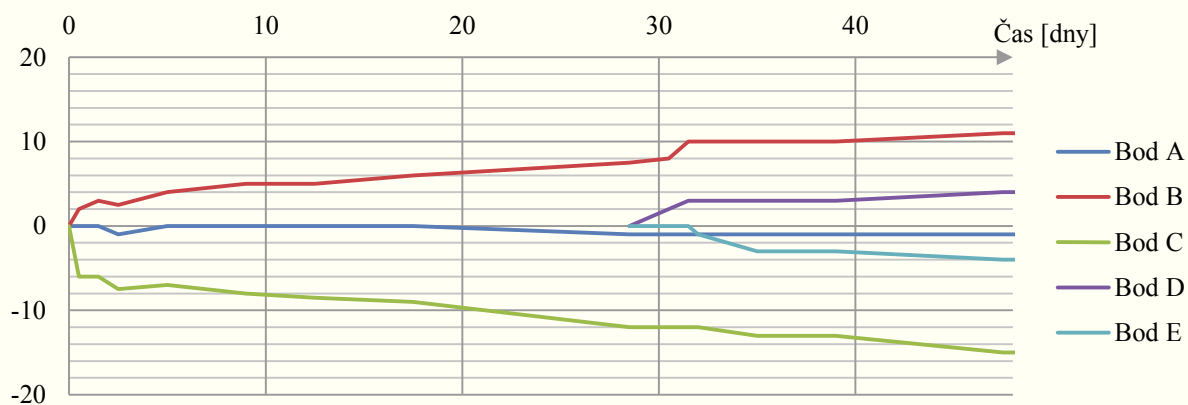


Obr. 7 Rozmístění měřičských bodů v konvergenčním profilu a kladný směr deformací



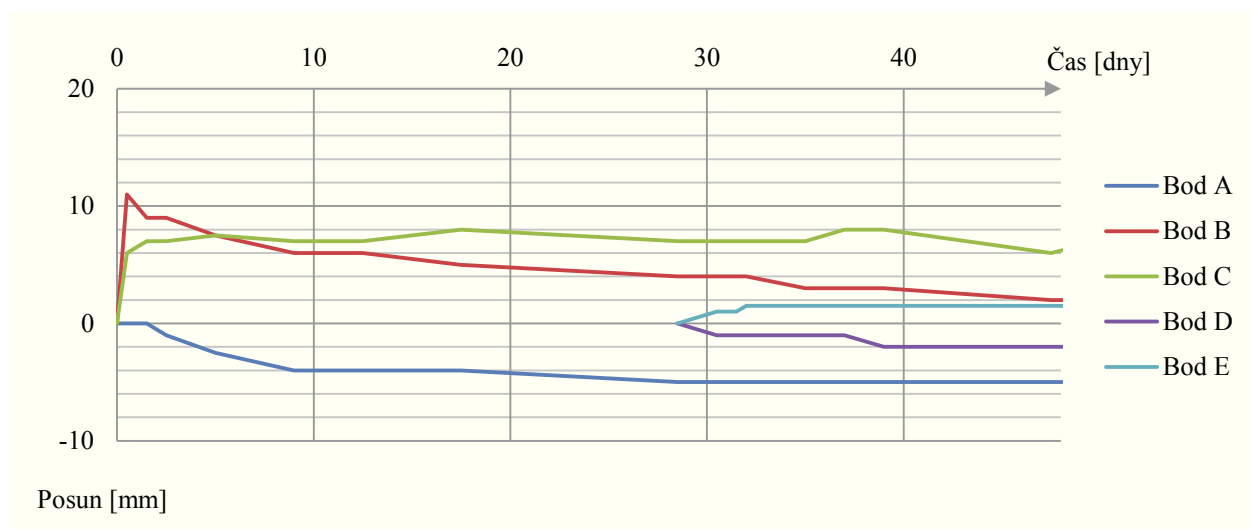
Posun [mm]

Graf 1 Svislý posun



Posun [mm]

Graf 2 Příčný posun



Graf 3 Podélný posun

Tab. 13 Konvergenční měření v profilu JMP 19 [5]

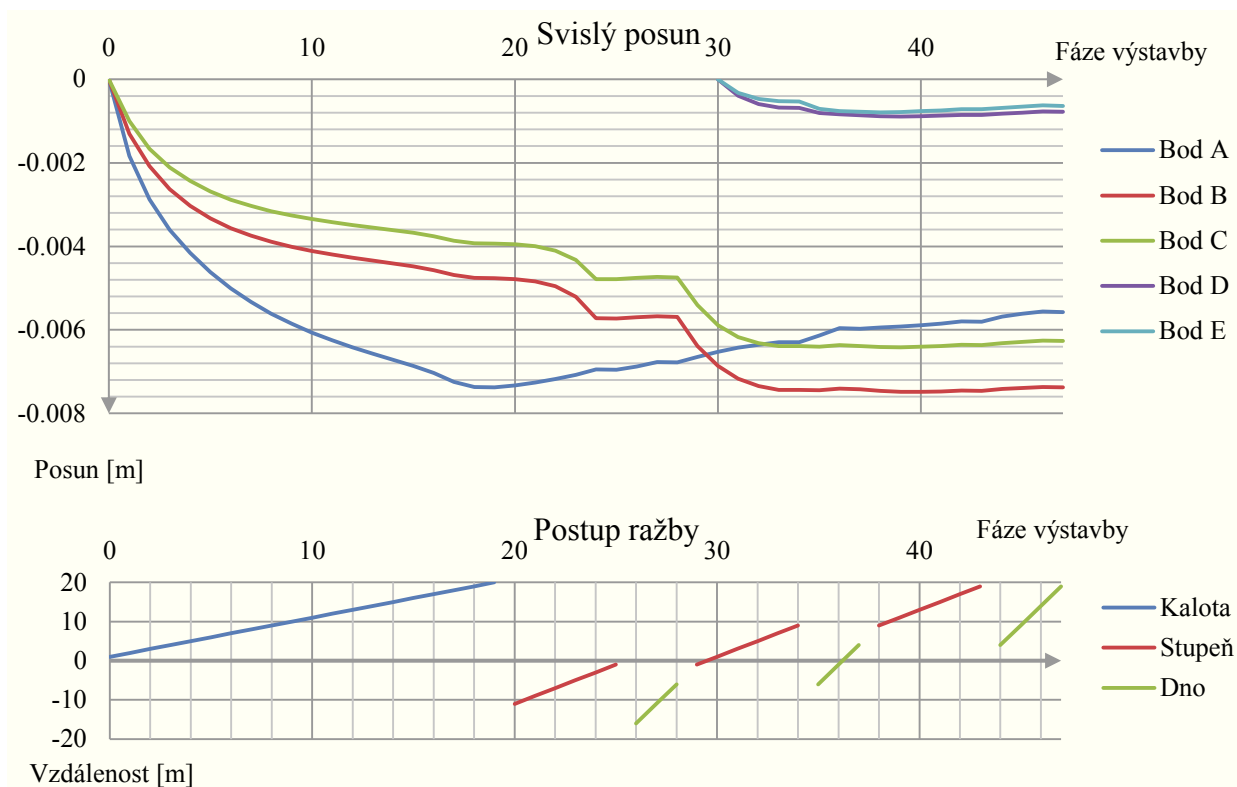
KHB	Č. profilu	Staničení [TM]	VT	Max. sedání [mm]	Max. příčné [mm]	Max. vektor [mm]	Hodnota A [mm]
6	JMP 19	417,7	6,3	26,7	18,4	30	60

2.4. Kalibrace modelu

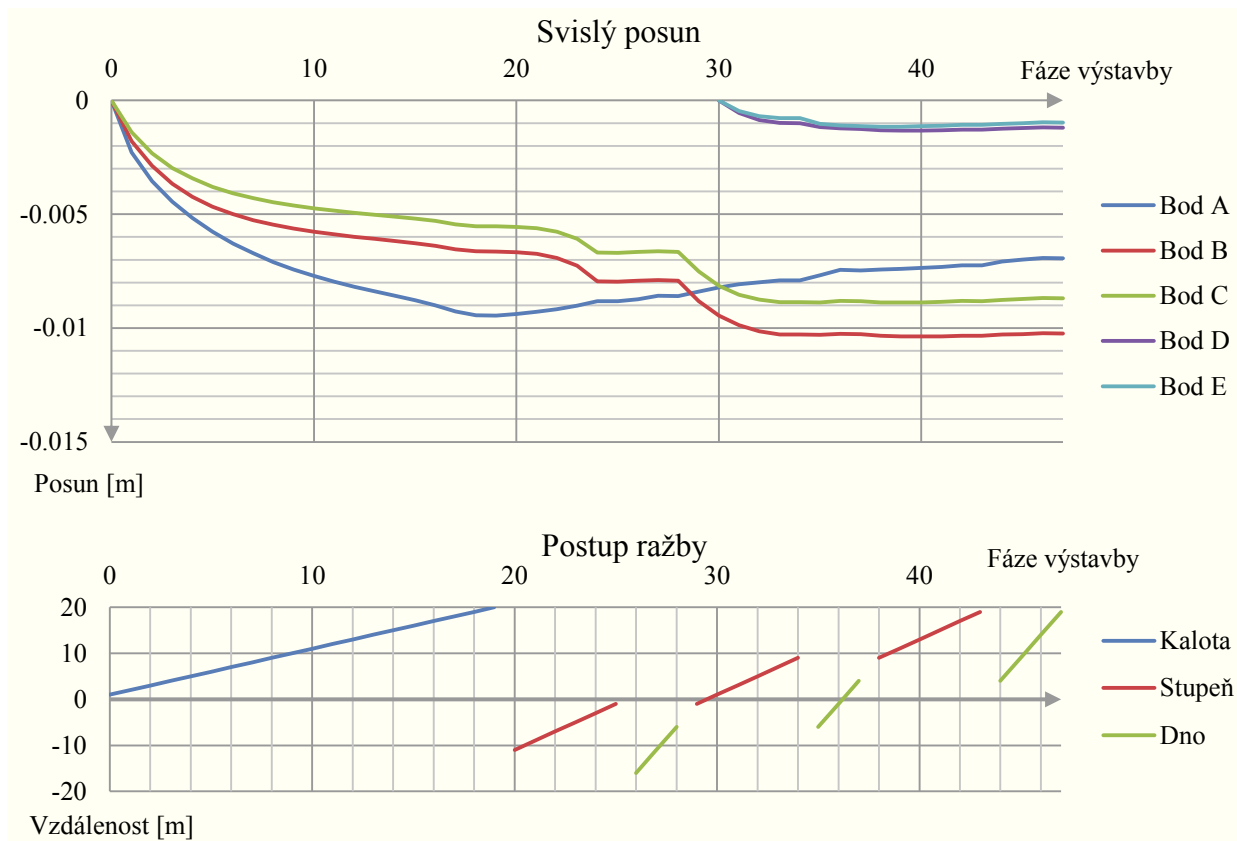
Úprava modelu, tak aby deformace odpovídaly skutečnosti (výsledky z GTM), se děje pomocí změny deformačního modulu prostředí (E_{def}). Prvotní modul odpovídá geotechnickému typu GT IV ($E_{\text{def}} = 475 \text{ MPa}$), který modelovaný úsek charakterizuje dle zastižené geologie. Výsledky jsou znázorněny v grafu č. 4.

Porovnání deformací je provedeno v bodech, které odpovídají (polohově i označením) měřičským bodům v konvergenčním profilu (viz obr. 7).

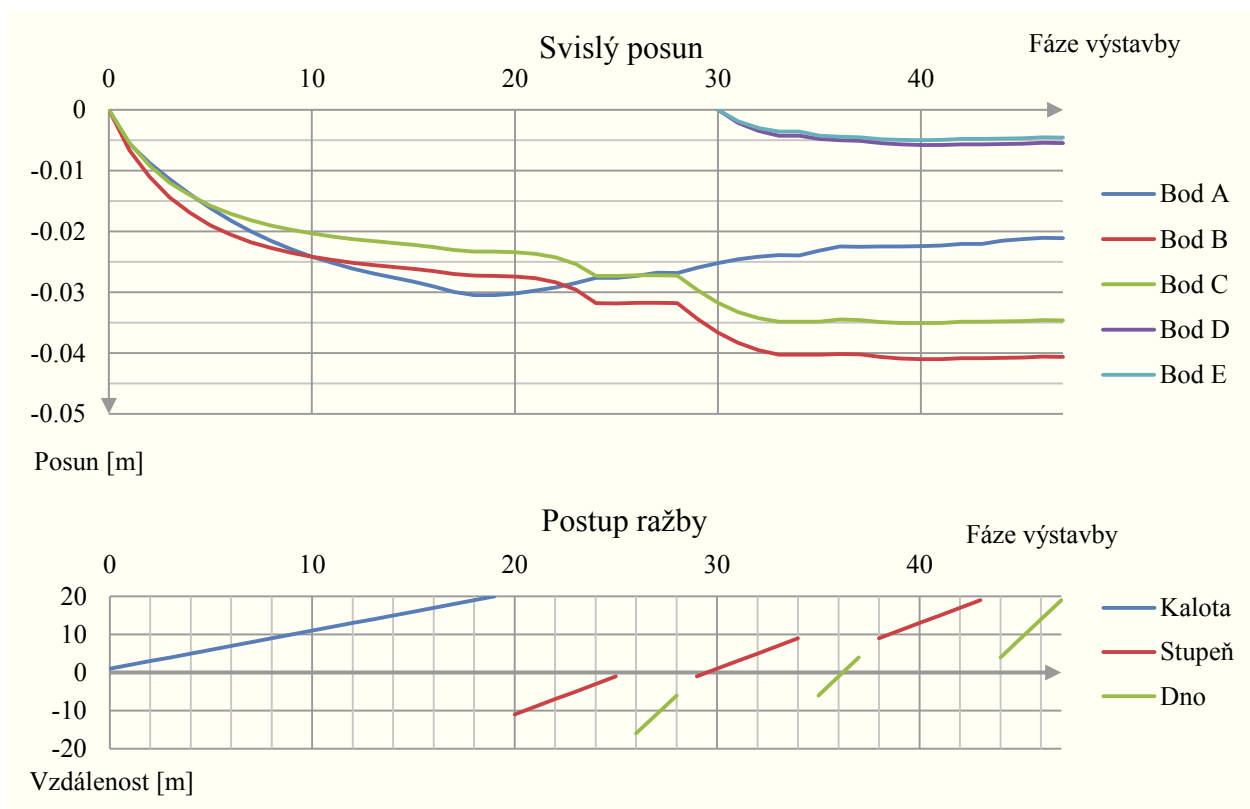
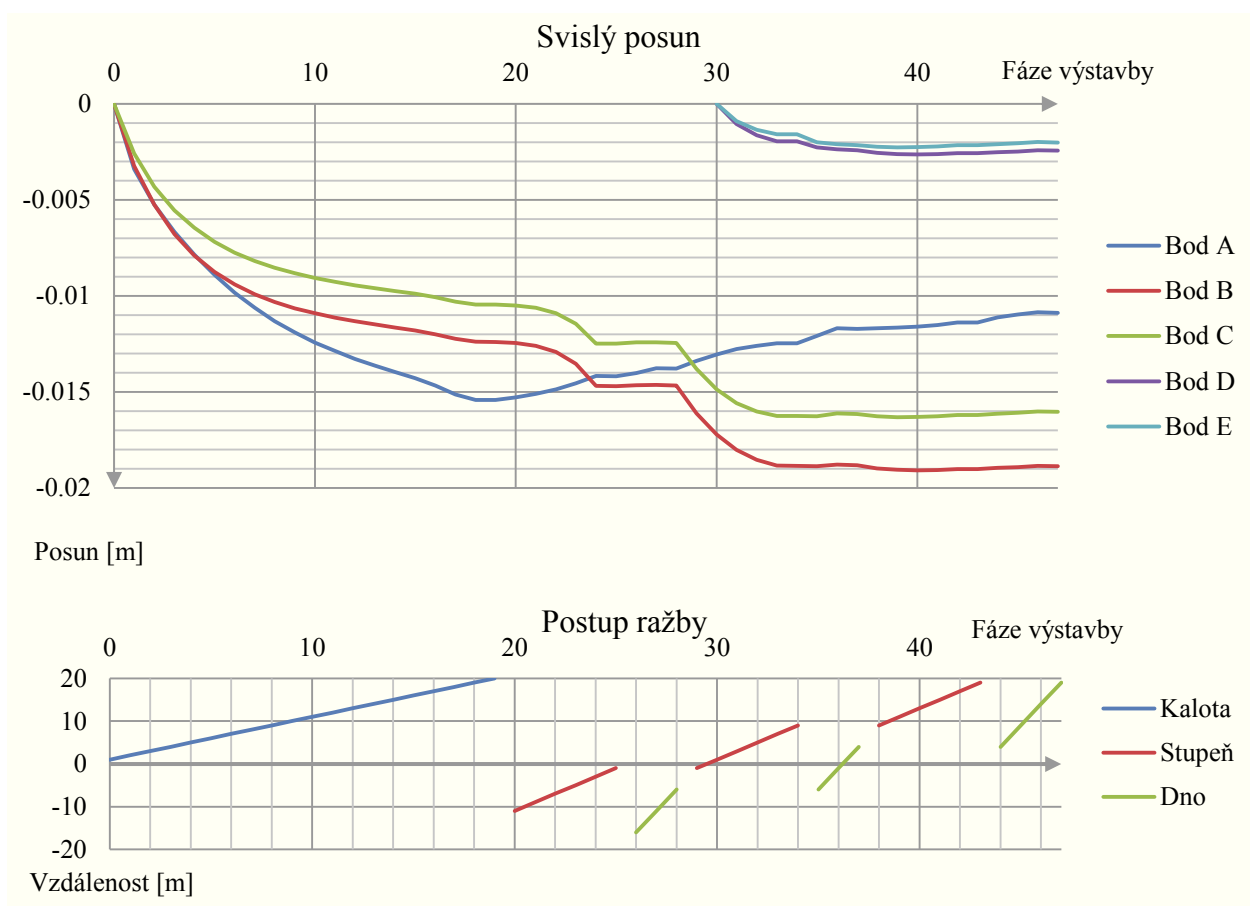
Jelikož výsledné deformace u většiny porovnávaných bodů byly nižší než v GTM, docházelo ke snižování deformačního modulu na hodnoty 300 (graf č. 5), 200 (graf č. 6) a 100 MPa (graf č. 6). Výsledky svislých deformací jsou znázorněny v následujících grafech. Výsledky příčných a podélných deformací jsou uvedeny v příloze č. 5 a 6.



Graf 4 Svislý posun s postupem ražby ($E_{\text{def}} 475 \text{ MPa}$)

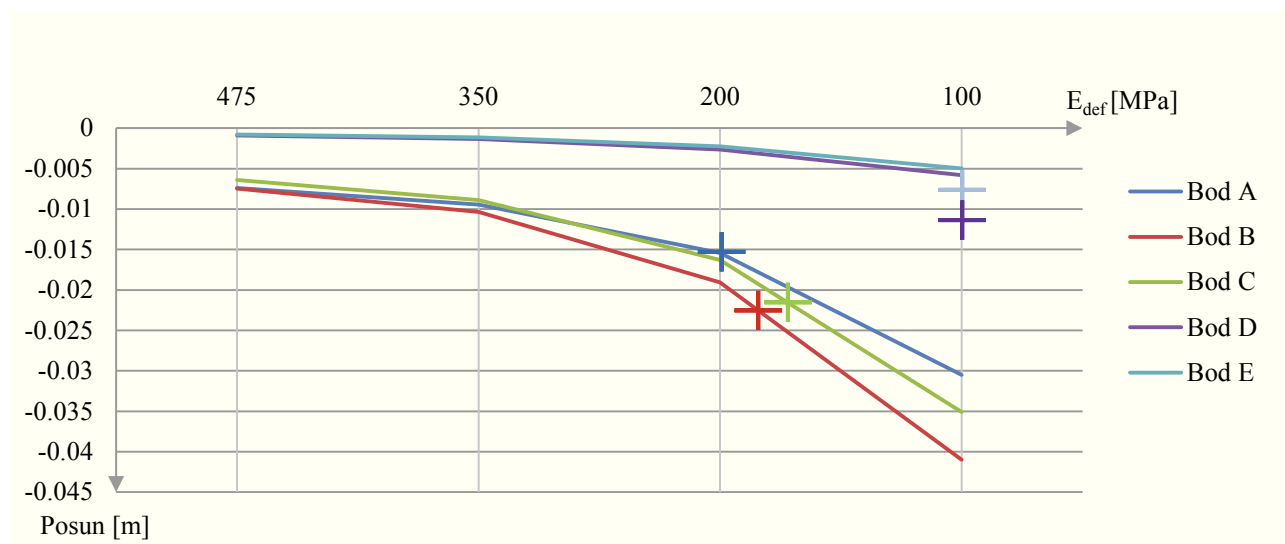


Graf 5 Svislý posun s postupem ražby ($E_{\text{def}} 300 \text{ MPa}$)

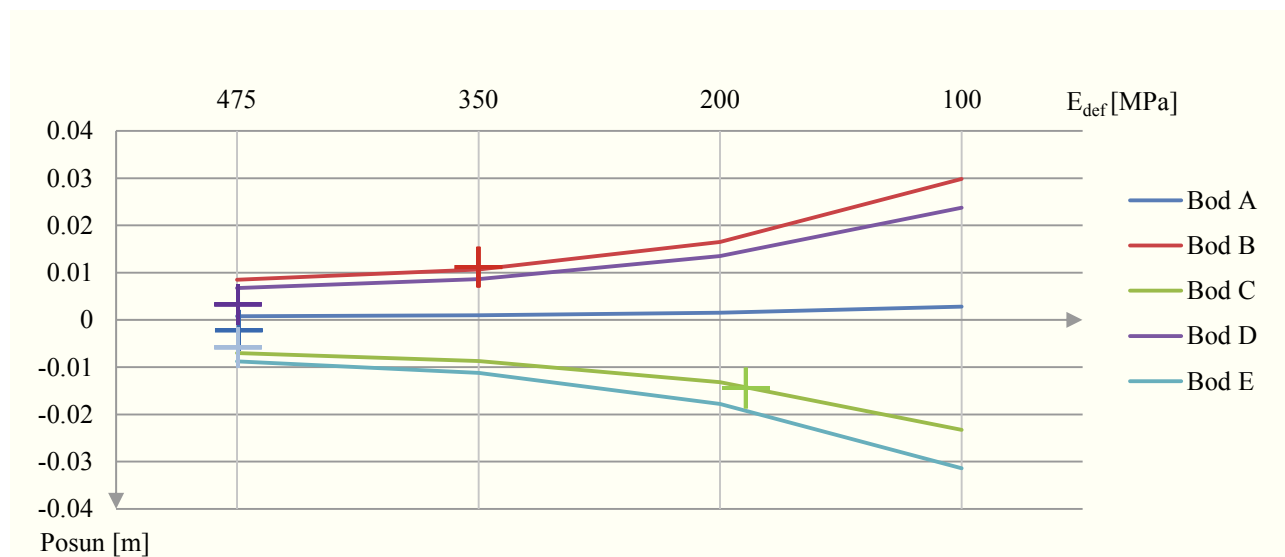


Porovnání modelu

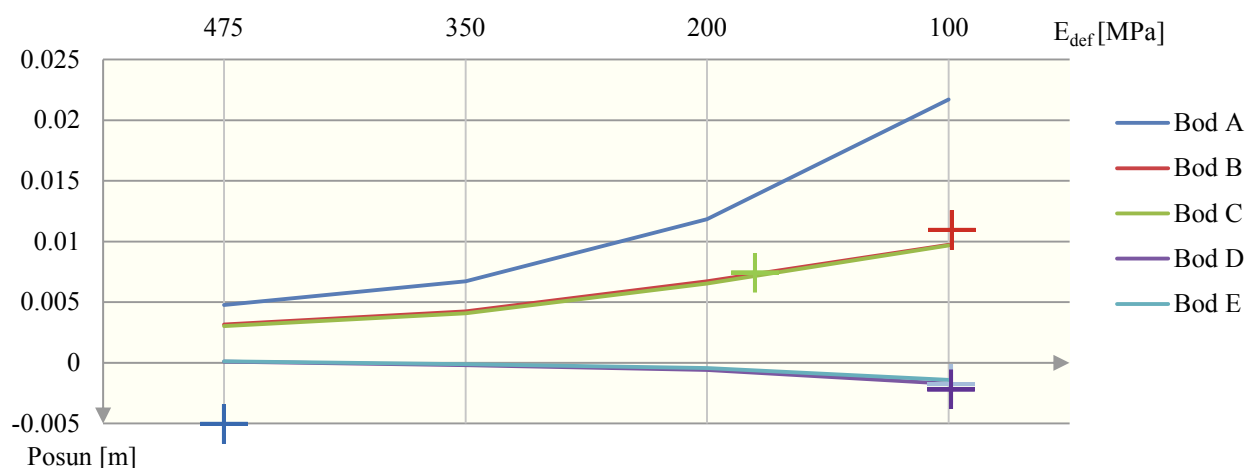
Porovnání maximálních deformací jednotlivých modelů s různým deformačním modulem je znázorněno v následujících grafech. Navíc jsou zde uvedeny maximální deformace z GTM (znázorněno křížky). Barva křížku odpovídá jednotlivým měřičským bodům. Pokud hodnoty z GTM byly vyšší nebo nižší než u porovnávaných modelů, jsou křížky znázorněny napravo resp. nalevo.



Graf 8 Maximální svislé posuny v závislosti na deformačních modulech (barevné křížky odpovídají maximálním hodnotám z GTM)



Graf 9 Maximální příčné posuny v závislosti na deformačních modulech (barevné křížky odpovídají maximálním hodnotám v GTM)



Graf 10 Maximální podélné posuny v závislosti na deformačních modulech (barevné křížky odpovídají maximálním hodnotám v GTM)

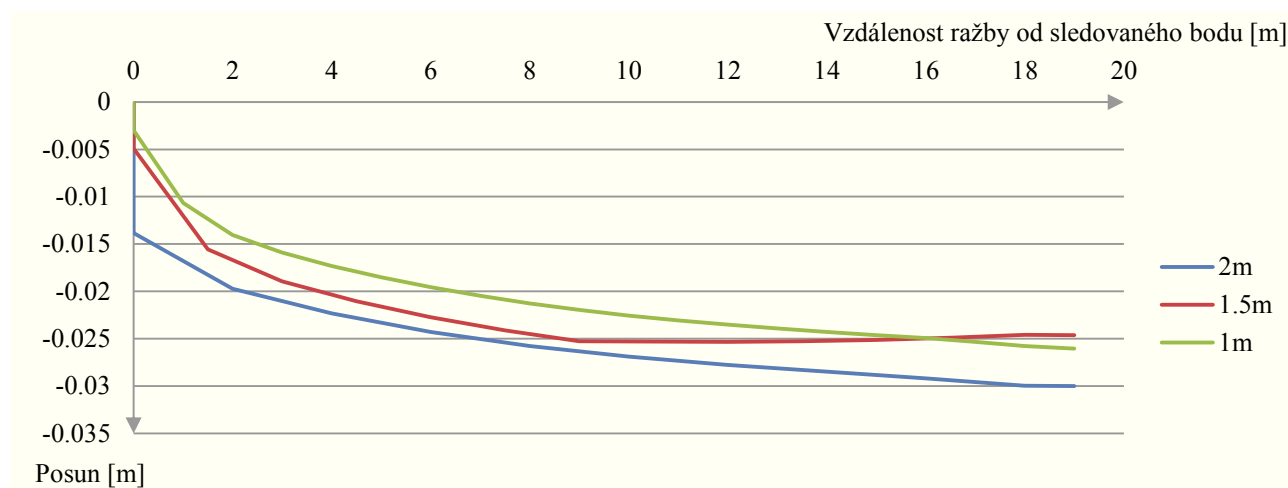
Z jednotlivých grafů je patrné, že pro jednotlivé body a směry posunů odpovídají geotechnickému monitoringu různé modely. Pro vybrání odpovídajícího modelu byly nejdůležitější body s největšími deformacemi, tedy body A, B a C pro svislý posun a body C a B pro příčný posun. Největší koncentrace těchto bodů byla okolo modelu s deformačním modulem 200 MPa. Proto je tento model vybrán jako nejvíce odpovídající skutečnosti.

3. Výpočet deformací pro různé délky záběru

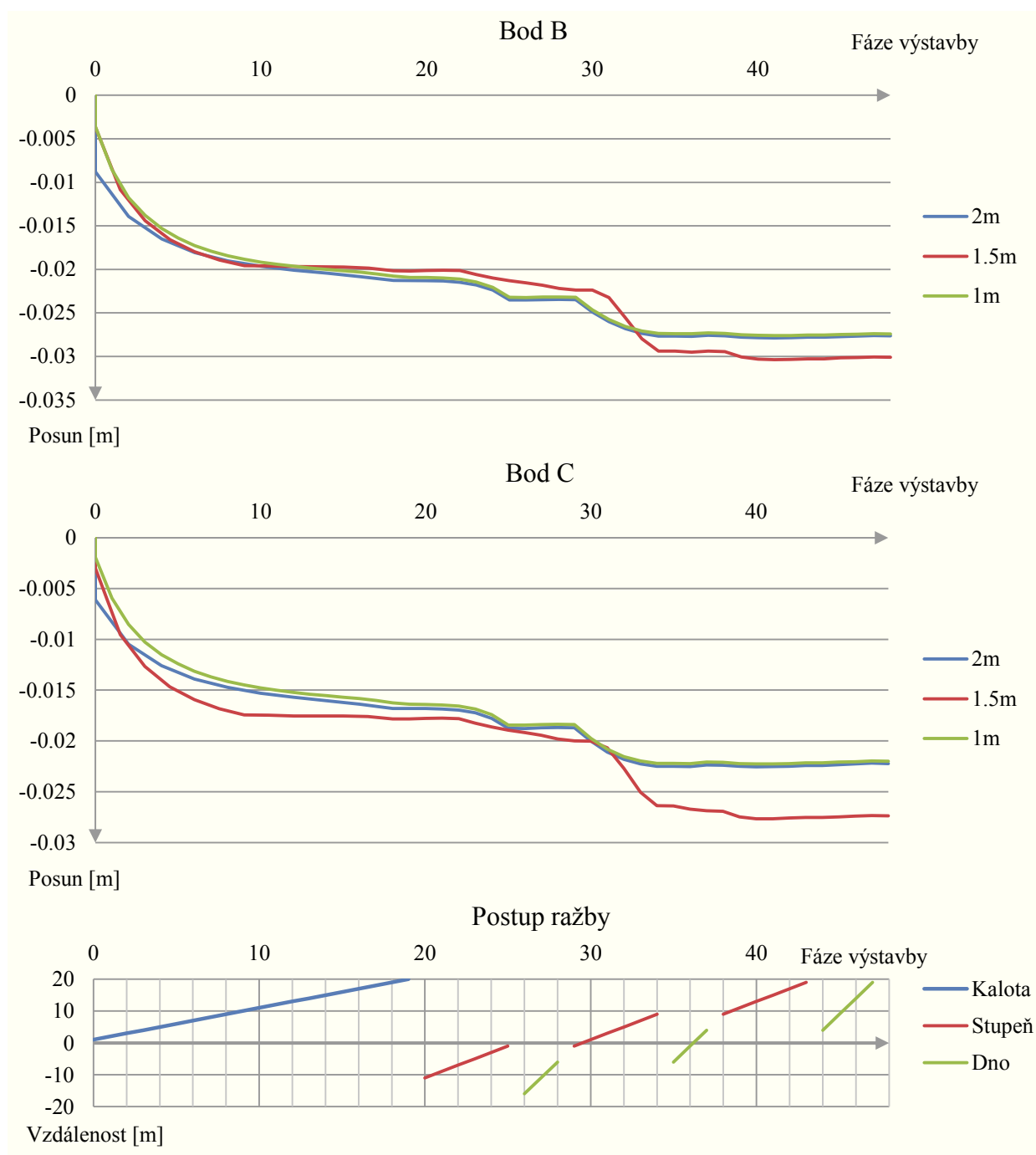
V této kapitole je uvedeno, jaký vliv mělo zvětšení záběru v kalotě na deformaci výrubu. U navrhované vystrojovací třídy VT 6,3 byla projektem stanovena délka záběru v kalotě v rozmezí 1,0 až 1,3 metrů. V modelu se přistoupilo k prvotnímu záběru 1 metr, který se následně zvětšoval na 1,5 resp. 2 metry.

3.1. Výsledky

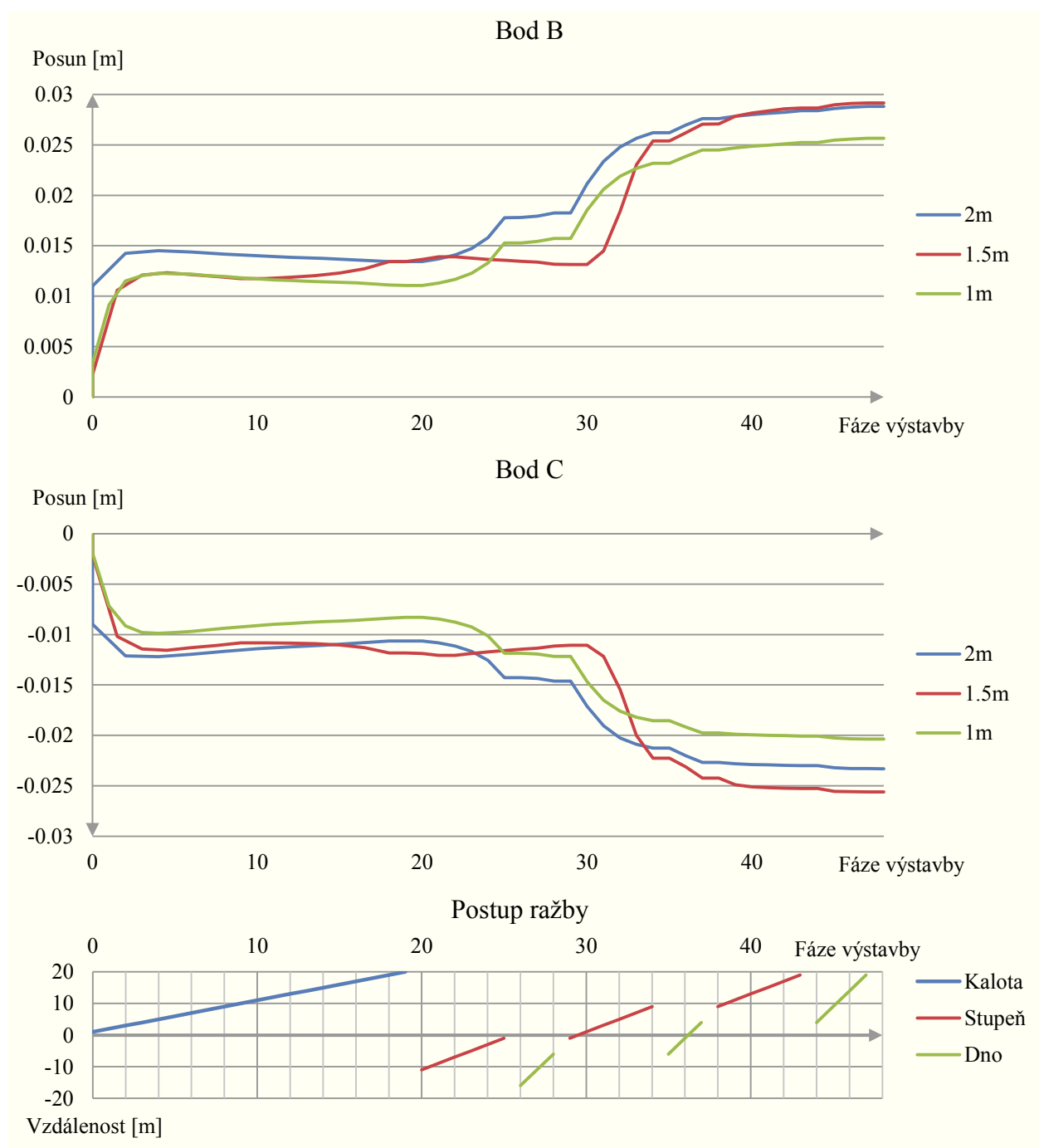
Pro vybrané body a posuny jsou porovnání znázorněna v následujících grafech. Porovnání maximálních deformací pro svislé a příčné posuny je v tabulce č. 14.



Graf 11 Porovnání svislých deformací v bodě A (ve vzdálenosti 0 proběhly deformace před zajištěním)



Graf 12 Porovnání svislých deformací v bodě B a C s postupem ražby (ve fázi 0 proběhly deformace před zajištěním)



Graf 13 Porovnání příčných deformací v bodě B a C s postupem ražby (ve fázi 0 proběhly deformace před zajištěním)

Tab. 14 Porovnání svislých a příčných deformací

Bod	Záběr [m]	Max. svislý posun [mm]			Max. příčný posun [mm]		
		Před zajištěním	Po zajištění	Celkový	Před zajištěním	Po zajištění	Celkový
A	1	-0.011	-0.015	-0.026	0.001	0.002	0.002
	1.5	-0.016	-0.013	-0.029	0.001	0.002	0.002
	2	-0.020	-0.010	-0.030	0.001	0.001	0.003
B	1	-0.009	-0.019	-0.028	0.009	0.017	0.026
	1.5	-0.011	-0.020	-0.030	0.011	0.019	0.029
	2	-0.014	-0.014	-0.028	0.014	0.015	0.029
C	1	-0.006	-0.016	-0.022	-0.007	-0.013	-0.020
	1.5	-0.010	-0.018	-0.028	-0.010	-0.015	-0.026
	2	-0.010	-0.012	-0.023	-0.012	-0.011	-0.023
D	1	-0.004	-0.003	-0.007	0.017	0.014	0.031
	1.5	-0.005	-0.001	-0.006	0.022	0.014	0.036
	2	-0.004	-0.003	-0.007	0.018	0.014	0.031
E	1	-0.003	-0.002	-0.005	-0.014	-0.018	-0.031
	1.5	-0.005	-0.002	-0.007	-0.023	-0.021	-0.045
	2	-0.003	-0.002	-0.005	-0.014	-0.017	-0.031

Poznámka: Rozdíly v podélných deformacích byly zanedbatelné.

3.2. Zhodnocení

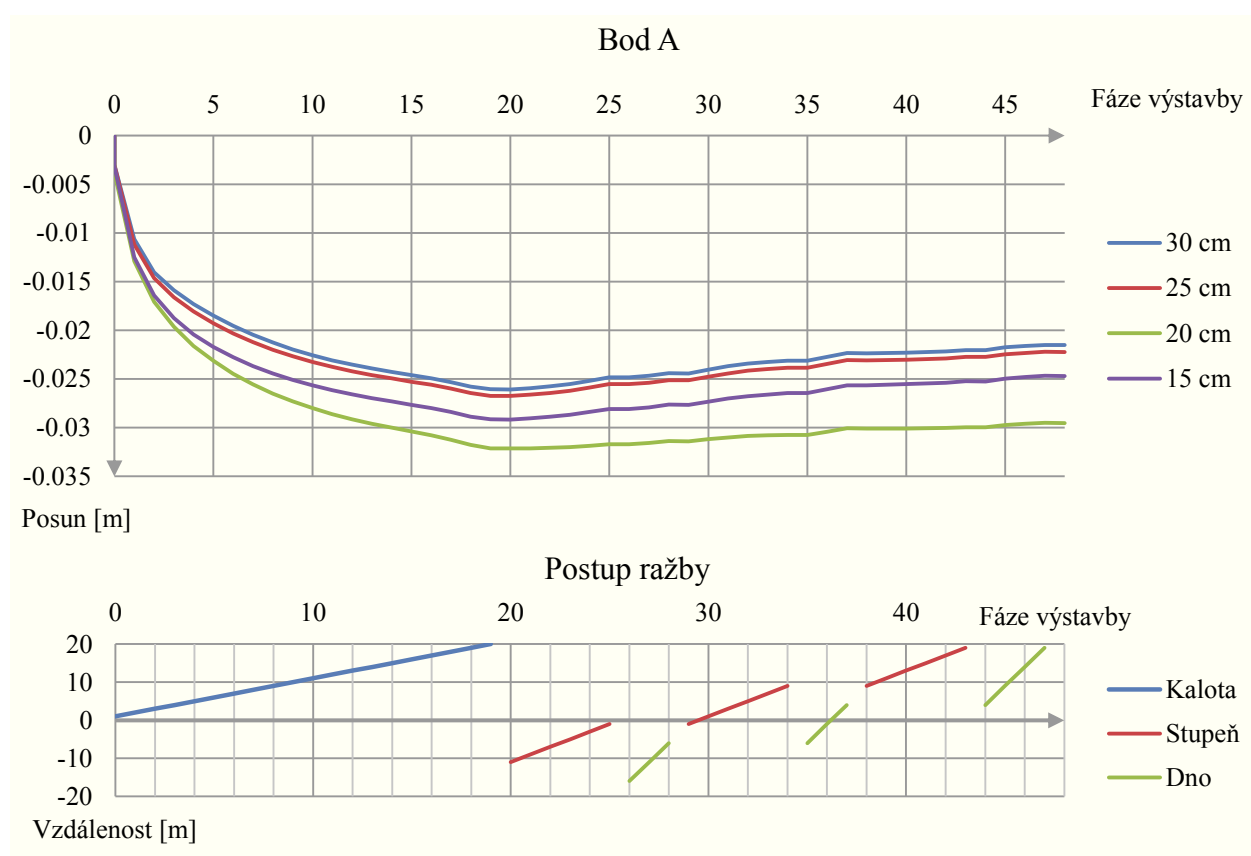
Výsledky z výpočetního modelu ukazovaly, že rozdíly v celkových deformacích mezi jednotlivými záběry byly minimální. Rozdíl u některých bodů byl mezi proběhlou deformací před a po zajištění. Se zdelšujícím se záběrem se zvětšovala deformace, která proběhla před zajištěním. Avšak všechny posuzované body byly z hlediska varovných stavů ve stavu přípustných změn (tzn. deformace $< A = 60$ mm) nebo ve stavu vysoké míry bezpečnosti (tzn. deformace $< 60 \% A = 36$ mm).

4. Výpočet deformací pro různé tloušťky ostění

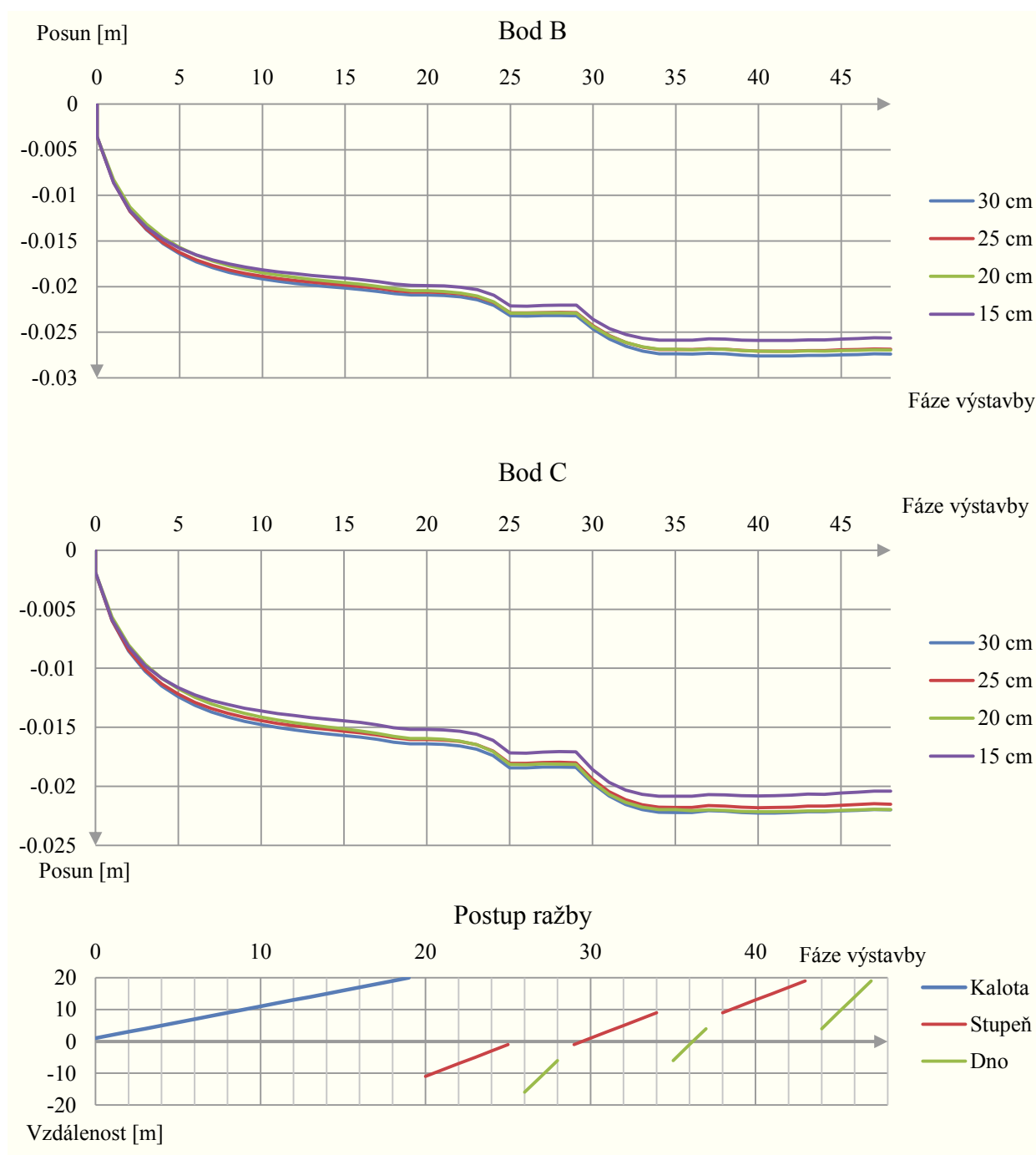
Tato kapitola popisuje, jak se mění deformace výrubu v závislosti na různé tloušťce ostění. Původní tloušťka stříkaného betonu byla projektem stanovena pro kalotu a stupeň 30 cm a pro dno 25 cm. Tyto parametry ostění byly namodelovány jako výchozí a následně se snižovaly. Snižovaly se postupně o 5 cm na celkovou tloušťku ostění 25, 20 a 15 cm.

4.1. Výsledky

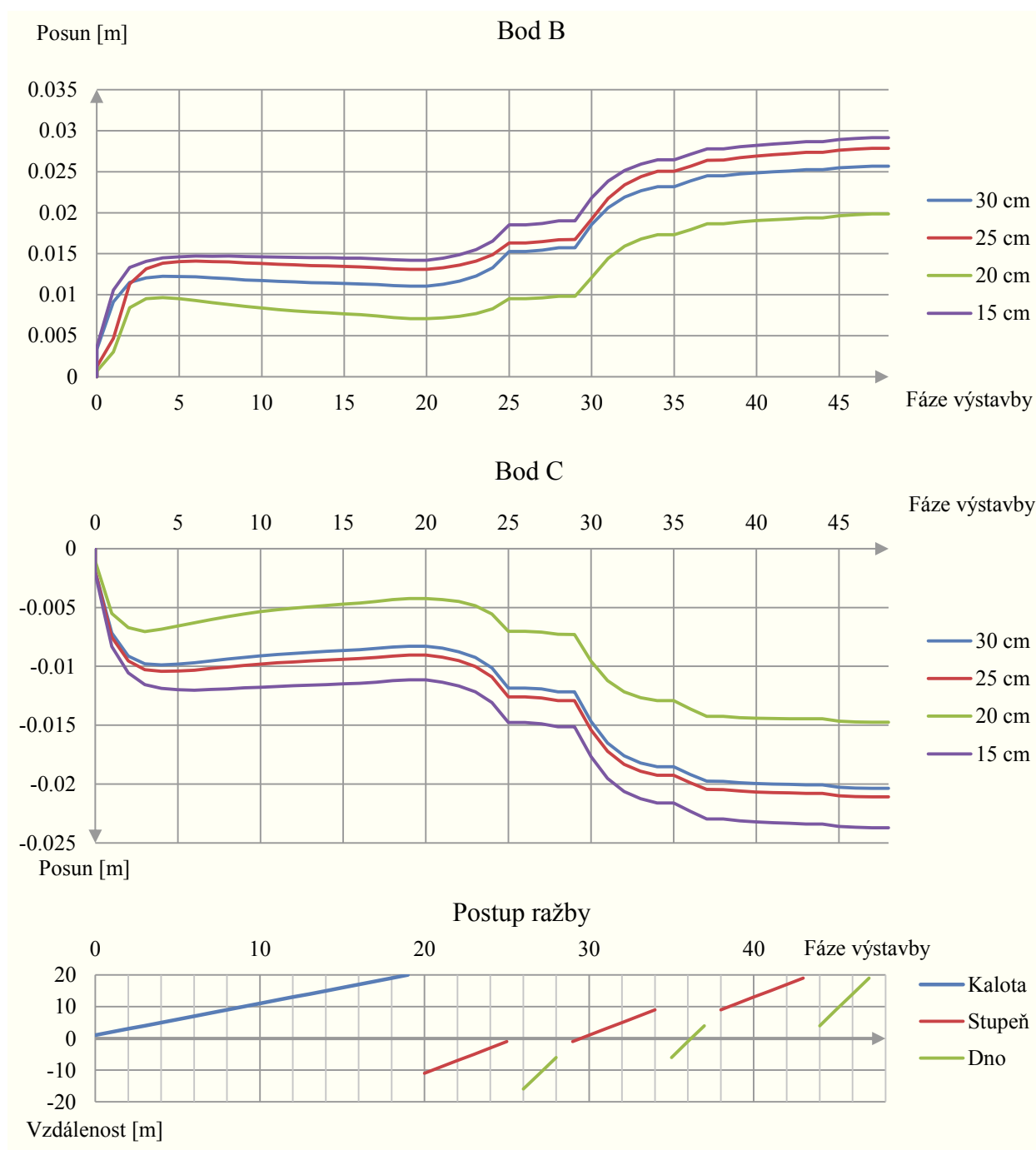
Pro vybrané body a posuny je porovnání znázorněno v následujících grafech. Kompletní srovnání maximálních deformací je v tabulce č. 15.



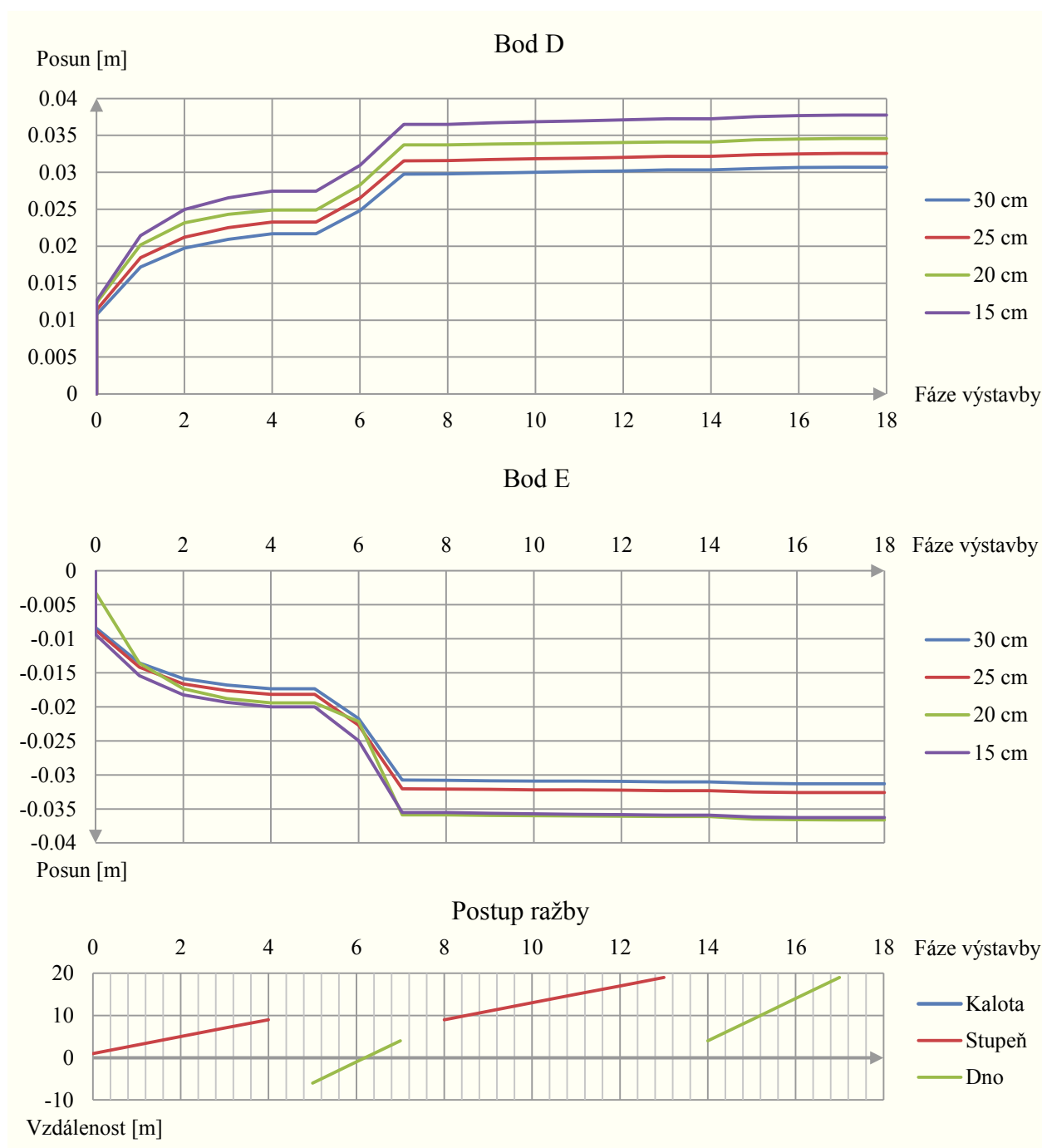
Graf 14 Porovnání svislých deformací v bodě A s postupem ražby (ve fázi 0 proběhly deformace před zajištěním)



Graf 15 Porovnání svislých deformací v bodě B a C s postupem ražby (ve fázi 0 proběhly deformace před zajištěním)



Graf 16 Porovnání příčných deformací v bodě B a C s postupem ražby (ve fázi 0 proběhly deformace před zajištěním)



Graf 17 Porovnání příčných deformací v bodě D a E s postupem ražby (ve fázi 0 proběhly deformace před zajištěním)

Tab. 15 Porovnání maximálních deformací

Bod	Tloušťka ostění [cm]	Max. svislý posun [m]	Max. příčný posun [m]	Max. podélný posun [m]	Max. vektor [m]
A	30	-0.026	0.002	0.010	0.019
	25	-0.027	0.002	0.010	0.020
	20	-0.032	0.002	0.010	0.029
	15	-0.029	0.002	0.010	0.024
B	30	-0.028	0.026	0.006	0.030
	25	-0.027	0.028	0.006	0.031
	20	-0.027	0.020	0.003	0.029
	15	-0.026	0.029	0.007	0.033
C	30	-0.022	-0.020	-0.004	0.023
	25	-0.022	-0.021	0.004	0.024
	20	-0.022	-0.015	-0.003	0.023
	15	-0.021	-0.024	0.005	0.026
D	30	-0.007	0.031	-0.001	0.029
	25	-0.007	0.033	-0.001	0.031
	20	-0.007	0.035	-0.002	0.030
	15	-0.007	0.038	0.000	0.037
E	30	-0.005	-0.031	0.000	0.030
	25	-0.005	-0.033	0.000	0.031
	20	-0.006	-0.037	-0.001	0.030
	15	-0.005	-0.036	0.001	0.035

4.2. Zhodnocení

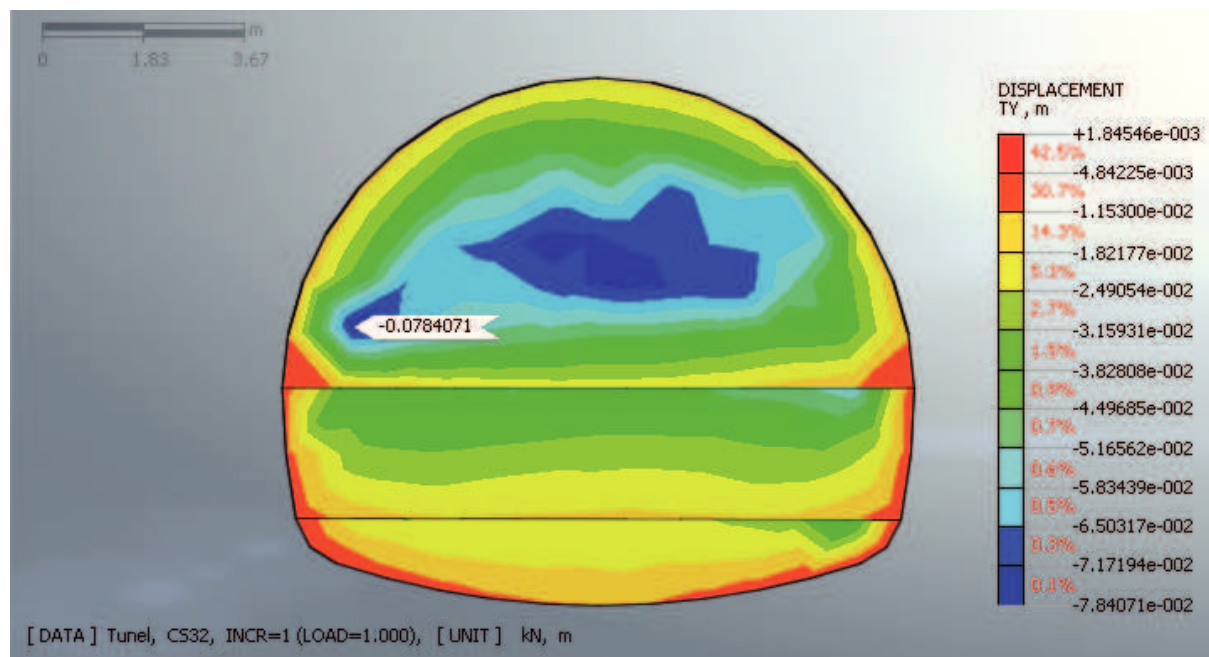
Se snižující se tloušťkou stříkaného betonu docházelo u většiny modelů k nárůstu deformací. Výjimku tvoří model s tloušťkou ostění 20 cm, u kterého byly deformace v bodě A největší a naopak v bodě B a C nejmenší. Avšak výsledné rozdíly mezi jednotlivými deformacemi byly minimální a nepřesahovaly 1 cm. Všechny posuzované body byly z hlediska varovných stavů ve stavu přípustných změn (tzn. deformace $< A = 60$ mm) nebo ve stavu vysoké míry bezpečnosti (tzn. deformace $< 60 \% A = 36$ mm).

5. Výpočet deformací čelby a dna kaloty

Tato kapitola je zaměřena na zhodnocení určitých vestrobovacích prvků u vestrobovací třídy VT 6,3. Jednalo se především o zabezpečení čelby kotvami a opěrným jádrem a o zabezpečení dna kaloty stříkaným betonem. Jelikož v modelu nebyly tyto prvky zohledněny, zkoumalo se, jestli na místech, kde měly být instalovány, nedochází k výraznějším deformacím.

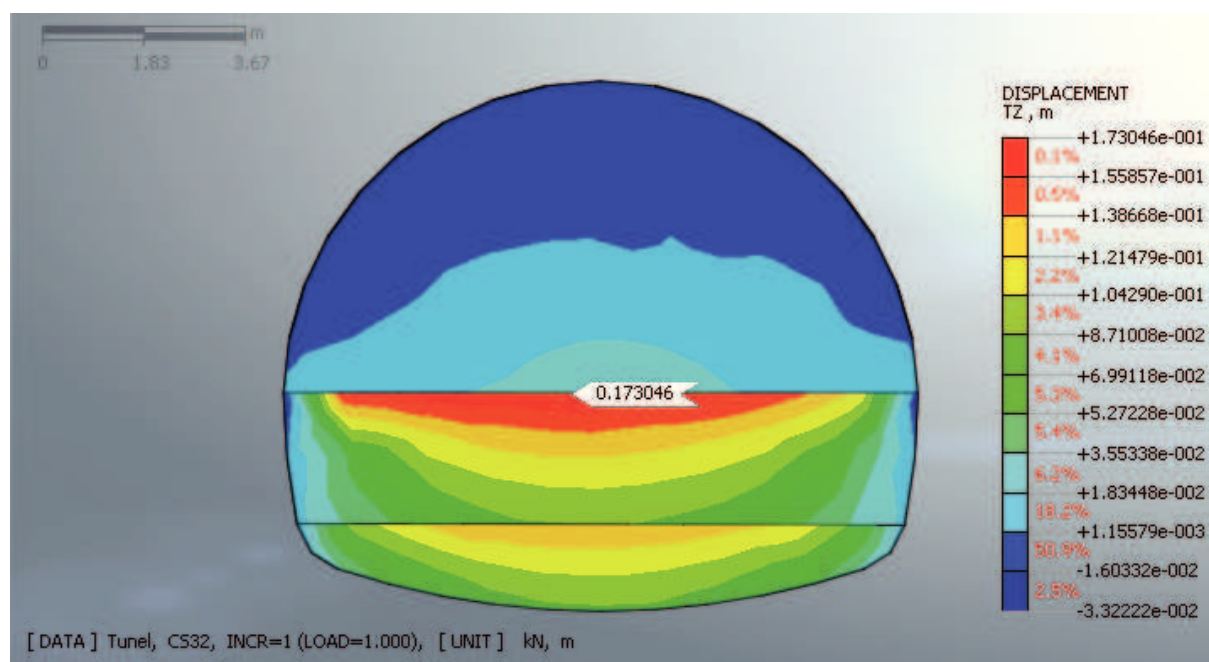
5.1. Výsledky

Deformace čelby byla u všech modelů (model s různou tloušťkou ostění a model s měnící se délkou záběru) shodná. Směřovala proti směru ražby a nejvyšší hodnotu měla okolo 8 cm. Ukázka výstupu z programu GST NX je na obrázku č. 8.



Obr. 8 Výstup z programu GTS NX, deformace čelby

Taktéž jako deformace čelby, tak i deformace dna kaloty byla u všech modelů shodná. Dosahovala až 17 cm a směřovala nahoru (počva se zvedala). Ukázka výstupu z programu GTS NX je na obrázku č. 9.



Obr. 9 Výstup z programu GTS NX, nadzvedávání počvy kaloty

5.2. Zhodnocení

Deformace čelby i dna kaloty v určitých místech překračují hodnoty 125 % A (75mm), což je z hlediska varovných stavů kritický stav a poukazuje na možnost nestabilní čelby resp. dna kaloty. Tato nestabilita je v rámci vystrojovací třídy VT 6,3 výše popsaným způsobem řešena. Výsledky z modelu pak potvrzují správnost zařazení těchto opatření.

6. Zhodnocení výsledků a optimalizace postupu

Model neobsahoval celou trasu tunelu, ale jen určitou vybranou část a proto se zhodnocení týká jen této části. Je to část tunelu, která má nejvyšší nadloží a byla charakterizována na základě předpokladu z inženýrsko-geologického průzkumu (KHM 6), skutečnou vystrojovací třídou (VT 6,3) a provedeným geotechnickým monitoringem (konvergenční profil JMP 19).

Posuzovány byly deformace výrubu z jednotlivých modelů a zjišťovalo se, v jakém stupni varovných stavů se nacházejí. Pokud se deformace nacházely v oblasti přípustných změn (tzn. $\text{deformace} < A = 60 \text{ mm}$) nebo v oblasti vysoké míry bezpečnosti (tzn. $\text{deformace} < 60 \% A = 36 \text{ mm}$) hodnotily se úpravy jako přípustné a bezpečné. Pokud se naopak deformace nacházely v oblasti mezní přijatelnosti nebo kritické (tzn. $\text{deformace} > A = 60 \text{ mm}$) hodnotily se úpravy jako nevhodné, protože by se musela přijmout určitá opatření.

Výsledky z výpočetních modelů ukázaly jen nepatrné nárůsty deformací při ztenčování ostění i při zvětšování délky záběru. Většina hodnot deformací se pohybovala ve stavu vysoké míry bezpečnosti a zbytek ve stavu přípustných změn. Na základě tohoto zjištění se mohlo při realizaci přistoupit k zavedení jiné vystrojovací třídy, která by měla tenčí ostění nebo umožňovala provádět delší zabírku.

Výpočetní modely také vykazovaly zvýšené deformace čelby a dna kaloty. Jelikož v modelu nebylo zohledněno kotvení čelby nebo zajištění dna kaloty, bylo by vhodné přijmout určitá zajišťující opatření. Vystrojovací třída VT 6,3 umožňuje zajištění dna kaloty i čelby a z tohoto pohledu modely poukázaly na oprávněnost zavedení těchto opatření. Ovšem konkrétní posouzení těchto prvků nebylo z důvodu jejich nezohlednění v modelu možné.

Jak už bylo výše zmíněno, zhodnocení se týkalo jen určité části tunelu. Jednalo se o úsek okolo staničení tunelu cca 32,64 km (staničení TM 417,7 m). Pro další část KHB 6 tato zhodnocení už neplatí a to proto, že zde byly naměřeny jiné deformace (viz tabulka č. 16).

Výsledky z ostatních konvergenčních profilů v daném úseku poukazují na nevyrovnané deformace ostění. U některých profilů deformace přesahovaly 140 mm, tzn., z hlediska varovných stavů byly v kritickém stavu (viz tabulka č. 16).

Tab. 16 Konvergenční měření v KHB 6 [6]

KHB	č. profilu	staničení [TM]	VT	max. sedání [mm]	max. příčné [mm]	max. vektor [mm]	Hodnota A [mm]
6	JMP – 19	417,7	6.3	26,7	18,4	30	60
	JMP – 20	438,9	6.3	31,6	16,6	36	60
	JMP – 21	474	6.3	63	34,1	70	60
	JMP – 22	508,9	6.3	93,7	54,3	> 109	60
	JMP – 23	543,9	6.3	135,2	93,4	> 122	60
	JMP – 23.1	568	6.3	143,5	78,5	> 120	60
	JMP – 23.2	576,5	6.3	56,2	29,4	64	60
	JMP – 24	589,9	6.3	119,3	59,5	> 120	60
	JMP – 24.1	599	6.3	70,6	36,6	80	60
	JMP – 25	615	6.3	96,1	24,4	97	60

7. Závěr

Diplomová práce se věnovala dálničnímu tunelu Polana a srovnání výsledků geotechnického monitoringu s prostorovým modelem. Cílem bylo provést zpětnou analýzu skutečného provedení primárního ostění tunelu Polana na matematickém modelu. Pomocí matematického modelování zkoumala, zda by se při výstavbě mohly provést určité změny oproti skutečnosti. Zaměřovala se zejména na změny v tloušťce ostění a délce záběru a vyhodnocovala, jaký to bude mít vliv na deformaci výrubu.

Tunel Polana byl navržený jako dvoutubusový dálniční tunel a v současné době se realizuje na poloviční profil, kdy v pravém jízdním pásu je budován tunel pro obousměrný provoz a v levém pásu je budována úniková štola.

Tunel je ražen v komplikovaných podmínkách karpatského flyše a výstavba probíhá podle zásad Nové rakouské tunelovací metody. Profil díla PTR byl horizontálně členěný na kalotu, stupeň a dno, respektive spodní klenbu. Pro zabezpečení výrubu byly použity vystrojovací třídy, které obsahují jednotlivé prvky primárního ostění. Přesný typ vystrojovací třídy se pak volil dle zastižené geologie.

Prostorový výpočetní model byl z časových a hardwarových nároků vytvořen jen pro určitou část tunelu. Vybráno bylo místo s největším nadložím (cca 32,64 km staničení tunelu), kde byla použita vystrojovací třída VT 6,3 a horninové prostředí bylo charakterizováno KHB č. 6. Model byl pak pomocí geotechnického monitoringu kalibrován a to konkrétně konvergenčním profilem JMP 19, který se v posuzovaném místě nacházel.

Vyhodnoceny nebyly vnitřní síly ale pouze deformace výrubu. Proto výsledky u změny tloušťky ostění by se musely ještě staticky posoudit, aby se ověřila jejich správnost. Deformace pak byly posuzovány podle stupně varovného stavu.

Z vyhodnocení výsledků plyne, že v posuzovaném místě se při realizaci tunelu mohla použít jiná vystrojovací třída. Modely ukázaly, že tloušťka ostění nemusela být 30 cm, ale stačila by tloušťka 15 cm (nutno staticky posoudit) nebo, že délka záběrky se mohla prodloužit z 1 na 2 metry. Modely také vykazovaly zvýšené deformace čelby a dna kaloty a poukázaly na přijetí určitých zajišťujících opatření, kterými vystrojovací třída VT 6,3 disponuje (např. zabezpečení dna opěrným jádrem nebo kotvami a zabezpečení počvy kaloty stříkaným betonem).

Závěrem, lze konstatovat, že při realizaci se v posuzovaném místě mohla použít vstrojovací třída, která má ostění z menší tloušťky stříkaného betonu nebo umožňuje ražbu při delším záběru než VT 6.3, ale která naopak umožňuje zabezpečit čelbu, popřípadě i dno kaloty právě jako VT 6,3.

Seznam použité literatury

- [1] Klepsatel, F., Kusý, P., Mařík L., *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. 1. vyd. Bratislava: Jaga group, 2003, 215 s. ISBN 80-889-0543-5.
- [2] Zwillling, R., *Razený tunel – pravá tunelová rúra, Časť 01. primárne ostenie*. Bratislava, 2014.
- [3] Sekyra, Z., Združenie GEOTECHNIKA – GEOFOS. *D3 Svrčinovec - Skalité, 0. etapa, Geotechnický monitoring, Doplnenie podrobného inžinierskogeologického prieskumu pre tunel Poľana*. Bratislava, 2008.
- [4] Moravanský, D., GEOFOS, s.r.o., *Diaľnica D3 Svrčinovec – Skalité, Mesačná správa, Geotechnický a seizmický monitoring tunela Svrčinovec, Geotechnický a seizmický monitoring tunela Poľana*. Žilina, 2015.
- [5] Moravanský, D., GEOFOS, s.r.o., *Diaľnica D3 Svrčinovec – Skalité, Geotechnický a seizmický monitoring tunela Poľana - zhodnotenie predpokladaných a skutočne zdokumentovaných inžinierskogeologických a geotechnických podmienok*. Žilina, 2015.
- [6] Basler & Hofmann Slovakia s.r.o., *Diaľnica D3 Svrčinovec – Skalité, Statický výpočet - primárne ostenie*, Bratislava, 2014.
- [7] Neuschl, B., Cigerová, L., Kubič, M. *Tunel Poľana*. *Tunel* [online]. 2008, [cit. 2015-10-8]. Dostupné z: http://www.baslerhofmann.sk/fileadmin/user_upload/basler-hofmann-slovakia/Publik%C3%A1cie/TunnelPol__ana.pdf.
- [8] Seznam.cz. *Mapy.cz* [online]. 2015 [cit. 2015-10-9]. Dostupné z: <http://mapy.cz/zemepisna?x=18.8751262&y=49.4966616&z=13&l=0>.
- [9] Dalnice – silnice.cz. *Dálnice D3* [online]. 2015 [cit. 2015-10-9]. Dostupné z: <http://www.dalnice-silnice.cz/Sk/D3.htm>.
- [10] Midas. *GTS NX* [online]. 2015 [cit. 2015-11-10]. Dostupné z: <http://www.midasgtsnx.com/>

Seznam obrázků

- Obr. 1 Mapa situování tunelu Polana na dálnici D3 [8]
- Obr. 2 Grafické znázornění varovných stavů [4]
- Obr. 3 Geometrie modelu
- Obr. 4 Geometrie primárního ostění
- Obr. 5 Rozčlenění výrubu
- Obr. 6 Ukázka výrubu (TM 529,9) charakteristického pro kvazihomogenní blok 6, lze vidět zvrásněné vrstvy jílovců [5]
- Obr. 7 Rozmístění měřičských bodů v konvergenčním profilu a kladný směr deformací
- Obr. 8 Výstup z programu GTS NX, deformace čelby
- Obr. 9 Výstup z programu GTS NX, nadzvedávání počvy kaloty

Seznam tabulek

Tab. 1	Charakteristiky geotechnických vlastností kvartérních zemin [3]
Tab. 2	Geotechnické charakteristiky podložných paleogénnych hornin – jílovcový komplex[3]
Tab. 3	Geotechnické charakteristiky podložných paleogénnych hornin – pískovcový komplex[3]
Tab. 4	Geotechnické charakteristiky horninového masívu levé tunelové roury (LTR) [3]
Tab. 5	Geotechnické charakteristiky horninového masívu pravé tunelové roury (PTR) [3]
Tab. 6	Schéma vystrojovacích tříd [6]
Tab. 7	Ukázka konvergencí v PTR [4]
Tab. 8	Varovné stavy a jejich charakteristika [4]
Tab. 9	Definice geometrie [2]
Tab. 10	Geotechnické charakteristiky [6]
Tab. 11	Materiálové vlastností betonu [6]
Tab. 12	Postup výstavby v programu GTS NX
Tab. 13	Konvergenční měření v profilu JMP 19 [5]
Tab. 14	Porovnání svislých a příčných deformací
Tab. 15	Porovnání maximálních deformací
Tab. 16	Konvergenční měření v KHB 6 [6]

Seznam grafů

Graf 1	Svislý posun
Graf 2	Příčný posun
Graf 3	Podélný posun
Graf 4	Svislý posun s postupem rážby (E_{def} 475 MPa)
Graf 5	Svislý posun s postupem rážby (E_{def} 300 MPa)
Graf 6	Svislý posun s postupem rážby (E_{def} 200 MPa)
Graf 7	Svislý posun s postupem rážby (E_{def} 100 MPa)
Graf 8	Maximální svislé posuny v závislosti na deformačních modulech
Graf 9	Maximální příčné posuny v závislosti na deformačních modulech
Graf 10	Maximální podélné posuny v závislosti na deformačních modulech
Graf 11	Porovnání svislých deformací v bodě A
Graf 12	Porovnání svislých deformací v bodě B a C s postupem rážby
Graf 13	Porovnání příčných deformací v bodě B a C s postupem rážby
Graf 14	Porovnání svislých deformací v bodě A s postupem rážby
Graf 15	Porovnání svislých deformací v bodě B a C s postupem rážby
Graf 16	Porovnání příčných deformací v bodě B a C s postupem rážby
Graf 17	Porovnání příčných deformací v bodě D a E s postupem rážby

Přílohy

Příloha č. 1 – situace tunelu Polana [6]

Příloha č. 2 – podélný inženýrskogeologický profil PTR [6]

Příloha č. 3 – příčný profil 6-6' [3]

Příloha č. 4 – vystrojovací třída VT 6,3 [2]

Příloha č. 5 – porovnání příčných deformací pro různé E_{def}

Příloha č. 6 – porovnání podélných deformací pro různé E_{def}